

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA – PROF. DR.-ING. G. REHM

S C H L U S S B E R I C H T

über das Forschungsvorhaben

"TRAGLAST VON KNICKGEFÄHRDETEN DRUCK-
GLIEDERN AUS KONSTRUKTIONSLICHTBETON"

erstattet von

o.Prof.Dr.-Ing. K. Kordina

und

Dipl.-Ing. R. Molzahn

Auftraggeber: Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungs-
vereinigungen E.V.

AIF-Nr. 1386

Braunschweig, im Januar 1973.

<u>Inhaltsverzeichnis</u>		Seite
1.	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Rechengrundlagen für den Knicksicherheitsnachweis	2
1.3	Überblick über die Unterschiede von Normal-und Konstruktionsleichtbeton	2
2.	Auswertung der Meßergebnisse von Arbeitslinien des Leichtbetons	5
2.1	Grenzdehnung	5
2.2	Völligkeit	7
2.3	Elastizitätsmodul	9
2.4	Vorschlag einer Arbeitslinie als Rechengrundlage	11
3.	Traglast-und Verformungsrechnung von Leichtbeton- stützen	17
3.1	Nachrechnung von Stützenversuchen	17
3.1.1	Nachrechnung für Normalbeton	19
3.1.2	Nachrechnung für dreieckförmige Arbeitslinien mit Variation der Grenzdehnungen	21
3.1.3	Nachrechnung für die in den "Vorläufigen Richtlinien" vorgeschlagenen Arbeitslinien	22
3.2	Einfluß der Arbeitslinie auf Bruchschnittgrößen, Momente nach Theorie II. Ordnung und Traglast	28
3.2.1	Schnittgrößen im Grenzdehnungszustand	31
3.2.2	Beziehung zwischen Normalkraft und Moment nach Theorie II. Ordnung	32
3.2.3	Traglasten	53
4.	Diskussion der Ergebnisse, Ausblick	60
5.	Zusammenfassung	62

II

Verwendete Bezeichnungen

Zeichen	Dimension	Bedeutung
b	cm,m	Breite des Betonquerschnittes
d	cm,m	Abmessung des Betonquerschnittes in Richtung der Exzentrizität
e	cm,m	planmäßige Ausmitte
e_u	cm,m	ungewollte Ausmitte beim Knicknachweis
f	cm,m	zusätzliche Ausmitte beim Knicknachweis
h	cm,m	Abstand der Zugbewehrung vom Druckrand
h'	cm,m	Abstand der Druckbewehrung vom Druckrand
l	cm,m	Länge
s_k	m	Knicklänge
v	mm	Durchbiegung
Bn....	-	Festigkeitsklasse von Normalbeton nach DIN 1045
E	kp/cm ²	Elastizitätsmodul, i.a. mit Fußzeiger zur Kennzeichnung des Materials
F	cm ²	Fläche, i.a. mit Fußzeiger zur Kennzeichnung des Materials
LB	-	Leichtbeton
LBn....	-	Festigkeitsklasse des Leichtbetons
M	Mpm	Biegemoment
M_u	Mpm	Bruchmoment (Biegemoment im Grenzdehnungszustand)
NB	-	Normalbeton
N	kp,Mp	Normalkraft
N_u	kp,Mp	Bruchlast, Traglast
α	-	Abminderungsbeiwert für β_R nach den "Vorläufigen Richtlinien" [4,5,6] für Leichtbeton
α_R	-	Völligkeitsbeiwert für die Spannungsverteilung in der Druckzone; Verhältnis der Fläche des Druckspannungsdiagramms zum umschließenden Rechteck

β	kp/cm^2	Festigkeit, meist mit Fußzeiger
β_b	kp/cm^2	Betondruckfestigkeit, Würfelfestigkeit
β_p	kp/cm^2	Prismendruckfestigkeit
β_R	kp/cm^2	Rechenwert der Betondruckfestigkeit
$\beta_{\ddot{R}}$	kp/cm^2	Rechenwert der Betondruckfestigkeit nach Abminderung mit α
β_s	kp/cm^2	Streckgrenze des Betonstahls
ϵ	mm/m	Dehnung oder Stauchung
ϵ_{bu}	mm/m	Bruchdehnung des Betons
λ	-	Schlankheit von Druckgliedern (s_k/i)
μ_o	-	geometrischer Bewehrungsgrad (F_e/F_b)
$\bar{\mu}_o$	-	mechanischer Bewehrungsgrad ($\mu_o \cdot \beta_s/\beta_R$)
ρ_r	kg/dm^3	Rohdichte allgemein
ρ_{rb}	kg/dm^3	Betonrohndichte
σ	kp/cm^2	Spannung allgemein
σ_m	kp/cm^2	Mittelspannung

Fußzeiger zur Kennzeichnung des Materials

Zeichen	Bedeutung
b	Beton (allgemein)
e	Betonstahl
lb	Leichtbeton
nb	Normalbeton

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Seit Mitte der sechziger Jahre findet Konstruktionsleichtbeton auch in Europa immer mehr Eingang in die Baupraxis. Während das Stabilitätsverhalten statisch bestimmt gelagerter Normalbeton-Druckglieder aufgrund der veröffentlichten theoretischen und empirischen Ergebnisse als hinreichend geklärt angesehen werden kann, sind Untersuchungen an Druckgliedern aus Konstruktionsleichtbeton bisher nur in geringem Umfang unternommen worden. Die in Bearbeitung befindlichen "Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Leichtbetonkonstruktionen" [4,5,6], die als Ergänzung zu DIN 1045 gedacht sind, beschränken deshalb die zulässige Schlankheit von Druckgliedern aus Stahlleichtbeton auf den Bereich $\lambda \leq 70$, während DIN 1045 für Normalbeton Schlankheiten bis $\lambda = 200$ zuläßt.

Für die Untersuchung des Stabilitätsverhaltens von Konstruktionsleichtbeton-Druckgliedern besteht somit Bedürfnis aus folgenden Gründen:

- Es ist noch weitgehend ungeklärt, welche Rechenannahmen beim Knicksicherheitsnachweis von Druckgliedern aus Konstruktionsleichtbeton getroffen werden sollen, um sichere und wirtschaftliche Konstruktionen zu erstellen.
- Aus Anfragen der Industrie ergibt sich der Wunsch, knickgefährdete Bauteile aus Konstruktionsleichtbeton mit größeren Schlankheiten, als bisher zulässig [6], zu erstellen.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist, Vorschläge für die Rechenannahmen beim Knicksicherheitsnachweis schlanker Stützen aus Konstruktionsleichtbeton zu entwickeln; dies wird am beidseitig gelenkig gelagerten, einachsigen ausmittigen gedrückten Stab mit Rechteckquerschnitt durchgeführt, wobei zugleich untersucht wird, ob die Knickbemessung von Leichtbetonstützen auf die

von Normalbetonstützen [8,9] zurückgeführt werden kann und inwieweit eine Korrektur der Arbeitslinie für Leichtbeton gegenüber der von Normalbeton sinnvoll erscheint. Zur Überprüfung der Richtigkeit der getroffenen Rechenannahmen werden Knickversuche an Stützen aus Konstruktionsleichtbeton herangezogen, die im hiesigen Institut durchgeführt wurden.

1.2 Rechengrundlagen für den Knicksicherheitsnachweis

Der Nachweis der Knicksicherheit muß vom Verformungsverhalten des Tragsystems ausgehen und erfolgt i.a. nach der sogenannten vereinfachten Theorie II. Ordnung, - d.h. der Einfluß der Stabausbiegung auf Größe und Verteilung der Schnittgrößen ist zu berücksichtigen. [7,8,9].

Unter der Annahme, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten, stehen zur Verformungsberechnung Spannungsdehnungslinien für Normalbeton gemäß DIN 1045, Bild 13 bzw. Bild 10, und für Betonstähle gemäß Bild 14 zur Verfügung. Die zur Stabilitätsuntersuchung einer Normalbetonstütze notwendigen Rechengrundlagen sind damit gegeben.

Es ist nun zu untersuchen, ob die Spannungsdehnungsbeziehungen des Normalbetons das Trag- und Verformungsverhalten von Leichtbeton in hinreichender Übereinstimmung mit den Versuchswerten beschreiben und ob sie in gleicher oder ähnlicher Form auch für die Stabilitätsuntersuchung von Leichtbetonstützen herangezogen werden können.

1.3 Überblick über die Unterschiede zwischen Normalbeton und Konstruktionsleichtbeton

Umfassend wird der Baustoff Leichtbeton in [1] behandelt; hier soll zur Einleitung ein kurzer Überblick über die bekannten Zusammenhänge gegeben werden.

Gemäß DIN 1045, Abs. 2.1.2 wird Beton mit einer Rohdichte von höchstens $2,0 \text{ t/m}^3$ als Leichtbeton bezeichnet. Da die Reindichten

anorganischer Zuschlagstoffe stets größer als $2,4 \text{ t/m}^3$ sind, kann diese geringe Rohdichte nur durch ein poriges Gefüge des Betons oder durch porige Zuschlagstoffe bei geschlossenem Betongefüge erzeugt werden. Wegen der geringen Festigkeit der Betone mit porigem Gefüge und des unzureichenden Korrosionsschutzes werden für die Herstellung tragender, bewehrter Bauteile und Bauwerke Betone mit geschlossenem Gefüge verwendet, die ganz oder teilweise unter Beigabe von Zuschlag mit porigem Gefüge (Leichtzuschlag) hergestellt werden. Diese Betone werden überwiegend für konstruktive Aufgaben eingesetzt und daher als Konstruktionsleichtbetone bezeichnet. Die Hauptgründe, ihnen den Vorzug gegenüber Normalbeton zu geben, sind ihr geringes Eigengewicht und ihre besseren Wärmedämmeigenschaften.

Für Leichtzuschläge, die zur Herstellung von Konstruktionsleichtbeton bestimmt sind, werden in DIN 4226, Bl.2, besondere Eigenschaften gefordert. Heute werden überwiegend künstliche Leichtzuschläge verwendet, da diese eine gleichmäßige, gleichbleibende und gezielte Ausbildung dieser Eigenschaften zulassen. Sie werden in Deutschland fast ausschließlich durch Blähen geeigneter Tone und Schiefer gewonnen. (Blähton, Blähschiefer). Nebenbestandteile des Grundstoffes führen bei Erhitzen durch Gasbildung zu einer Volumenvergrößerung. Das eingeschlossene Gas hinterläßt beim Abkühlen eine zellartige Struktur.

Im Gegensatz zum Normalbeton, bei dem es in erster Linie auf die Erzielung der gewünschten Bruchfestigkeit ankommt, ergeben sich für die Herstellung von Konstruktionsleichtbeton zwei wesentliche Zielgrößen: Bruchfestigkeit und Rohdichte. Die Betonrohddichte ist in erster Linie von der Kornrohddichte des Leichtzuschlages abhängig, deren Vergrößerung im allgemeinen eine größere Korneigenfestigkeit und einen größeren E-Modul des Kornes mit sich bringt. Da die Festigkeits- und Verformungskennwerte der Leichtzuschlagkörner i.a. kleiner sind als diejenigen des Zementsteins, beeinflussen neben dem W/Z-Wert

und der Zementfestigkeit die Leichtzuschläge selbst wesentlich die Festbetoneigenschaften und führen zu grundsätzlich anderen Verhältnissen hinsichtlich des inneren Trag- und Verformungsverhaltens als bei Normalbeton. Normalbetonzuschläge weisen einen größeren E-Modul und höhere Festigkeit als der umgebende Zementstein auf. Die Lastabtragung bei Druckbeanspruchung erfolgt deshalb in erster Linie über das Zuschlagkorngerüst, während der Zementstein die Kontaktkräfte zwischen den Körnern überträgt und für den Zusammenhalt der Einzelkörner durch Haftung sorgt. Beim Konstruktionsleichtbeton stellen die Zuschläge die nachgiebigere Komponente dar. Deshalb werden je nach Größe des Unterschiedes der Steifigkeit von Zuschlagkorn und Zementstein die Druckkräfte überwiegend durch den Zementstein übertragen. Die Zuschlagkörner wirken wie "Fehlstellen

Aufgrund der Unterschiede im inneren Tragverhalten ist anzunehmen, daß zumindest für die Verformungsberechnung von Bauwerken aus Konstruktionsleichtbeton andere Rechenannahmen zu treffen sind als die, die sich für die Berechnung von Bauwerken aus Normalbeton als brauchbar erwiesen haben.

2. Auswertung der Meßergebnisse von Arbeitslinien des Leichtbetons

Die der Auswertung zugrunde gelegten Meßergebnisse über die Spannungsdehnungsbeziehungen von Leichtbetonen im Druckbereich wurden sämtlich im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig ermittelt. Es lagen Ergebnisse von zwei Versuchsreihen vor:

1. Betone aus Berleburger-Blähschiefer-Zuschlägen mit einer Rohwichte von ca. $1,7 \text{ kg/cm}^3$; Verformungen gemessen an mittig belasteten Prismen.
2. Betone aus Norlit-Blähschiefer-Zuschlägen mit einer Rohwichte von ca. $1,6 \text{ kg/dm}^3$; Verformungen gemessen an mittig belasteten Prismen (15/15/70 cm) und an einachsrig ausmittig gedrückten Prismen (10/15/70 cm) unter Konstanthaltung der Verformung des lastfernen Randes. Zusätzlich wurden noch Einzelergebnisse von Betonen aus verschiedenen Zuschlägen und gemessen an unterschiedlichen Probekörpern berücksichtigt.

2.1 Grenzdehnung

Die Betondehnungen im Bruchzustand sind bei den zentrischen Druckversuchen an Betonen aus Berleburger Blähschiefer-Zuschlägen der ersten Versuchsreihe nicht ermittelt worden, da diese Versuche in erster Linie der Anfangs-E-Modul-Bestimmung dienten. Die letzten Dehnungswerte wurden bei ungefähr 90 % der erreichten Bruchlast gemessen. Die durch Extrapolation der Arbeitslinie ermittelten Bruchdehnungen liegen überwiegend zwischen -2 und -2,5 mm/m. Das arithmetische Mittel der Bruchdehnungen beträgt etwa -2,4 mm/m.

Bei der zweiten Versuchsreihe an Betonen aus Norlit-Blähschiefer-Zuschlägen wurden bei den zentrischen Druckversuchen die letzten Dehnungswerte bei ungefähr 95% der Bruchlast gemessen. Die durch Extrapolation ermittelten Bruchdehnungen liegen zwischen -2 und -3,5 mm/m. Das Mittel der Bruchdehnungen beträgt etwa -2,7 mm.

Die letzten Dehnungsmeßwerte der einachsig ausmittig gedrückten Proben dieser Versuchsreihe wurden bei ungefähr 98% der Bruchlast ermittelt. Sie liegen hier zwischen -3,0 und -3,7 mm/m. Das Mittel der Bruchdehnungen liegt bei etwa -3,4 mm/m.

Der Mittelwert der Betondehnung im Bruchzustand für mittigen Druck aus beiden Versuchsreihen beträgt -2,6 mm/m. Als Minimal- und Maximalwert aus allen Versuchen wurden -1,9 und -3,7 mm/m ermittelt. Der Absolutbetrag des Mittelwertes der Bruchdehnungen lag bei mittlerer Druckbelastung ungefähr 0,8 mm/m niedriger als bei einachsig ausmittiger Belastung.

Die Grenzdehnung der untersuchten Leichtbetone lag demnach überwiegend zwischen -2 und -3,5 mm/m und entsprach damit etwa den von Normalbeton her bekannten Werten.

Untersuchungen über das Formänderungsverhalten von Blähton- und Blähschieferbeton in der DDR [12] haben für Blähton im gleichen Bereich liegende Werte ergeben. Für Blähschiefer wurden in diesen Veröffentlichungen niedrigere Werte genannt. Der Grund dafür ist eventuell in den im allgemeinen niedrigeren erreichten Druckfestigkeiten zu sehen.

Die Grenzkurven der Arbeitslinien aus Messungen im Kurzzeitversuch für Blähtonbeton und Blähschieferbeton und das Mittel daraus sind in den Bildern 2.1-1 und 2.1-2 wiedergegeben.

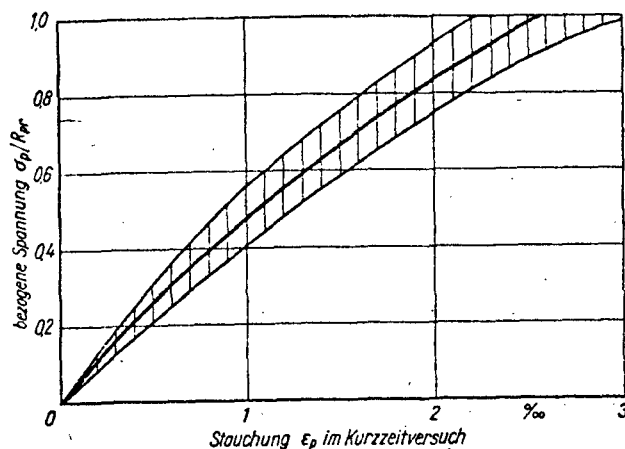


Bild 2.1-1 Arbeitslinie für Blähtonbeton [12]

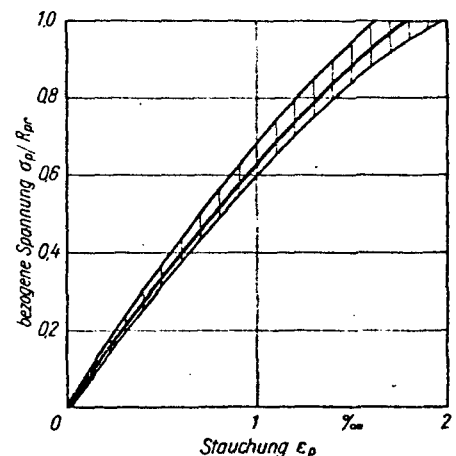


Bild 2.1-2 Arbeitslinie für Blähschieferbeton [12]

2.2 Völligkeit

Für die Arbeitslinien aus den vorliegenden Meßreihen wurde der Völligkeitsbeiwert für die Spannungsverteilung in der Druckzone (α_R), bezogen auf die jeweilige Betonrandspannung, in Abhängigkeit von der Betonranddehnung ermittelt.

$$\alpha_R = \frac{\sigma_m}{\sigma_{Rand}} = \frac{\int_0^{\epsilon_{Rand}} \sigma(\epsilon) d\epsilon}{\sigma_{Rand} \cdot \epsilon_{Rand}}$$

Der Völligkeitsbeiwert ergibt sich also als Verhältnis der Fläche des der jeweiligen Randdehnung entsprechenden Druckspannungsdiagramms zum umschließenden Rechteck. Er ist somit nicht identisch mit dem in [8] definierten Völligkeitsbeiwert, der auf die Rechenfestigkeit bezogen ist.

Da die vorliegenden Arbeitslinien des Leichtbetons im wesentlichen einen geradlinigen Verlauf haben und erst im oberen Bereich eine Krümmung aufweisen, eignet sich diese Art der Darstellung besser zur Beurteilung der Völligkeit, als die in [8] gewählte. Eine dreieckige Druckspannungsverteilung ergibt den konstanten Völligkeitsbeiwert $\alpha_R = 0,5$; somit stellt die Abweichung von diesem Wert ein direktes Maß für die Abweichung vom Dreieckdiagramm dar.

Der Flächeninhalt des Druckspannungsdiagramms wurde hier näherungsweise durch Integration nach der Sehnen-Trapez-Regel ermittelt. Die Schrittweite wurde im oberen Bereich den Krümmungsverhältnissen angepaßt.

In Bild 2.2-1 sind die Völligkeitsbeiwerte der ausgewerteten Arbeitslinien über der Betonranddehnung aufgetragen. (Das stark verzerrende Maßstabverhältnis wurde gewählt, um die aus den Meßwerten ermittelten Punkte zur besseren Unterscheidbarkeit auseinanderzuziehen.) Sie liegen bis -2,0 mm/m Randdehnung

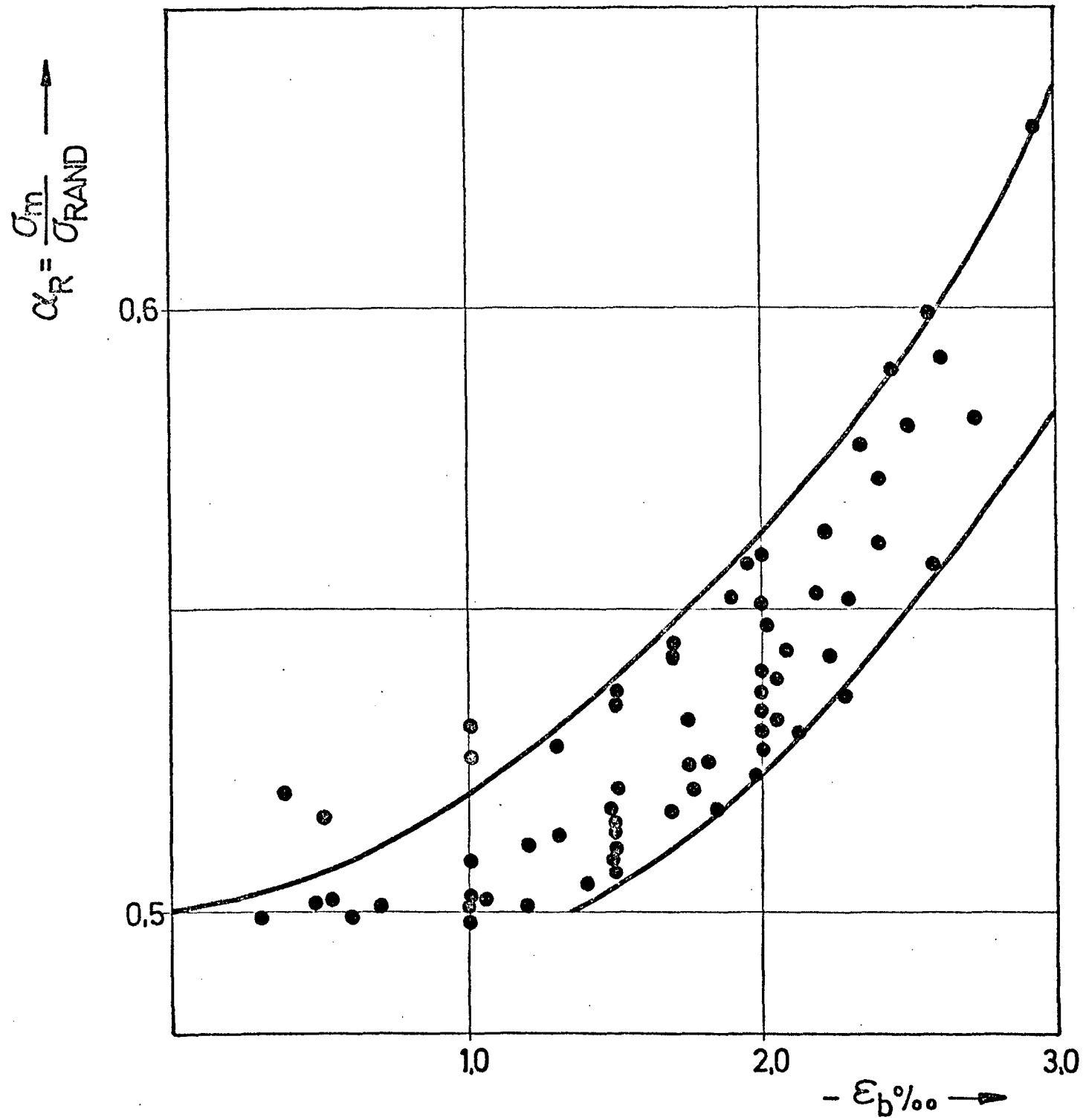
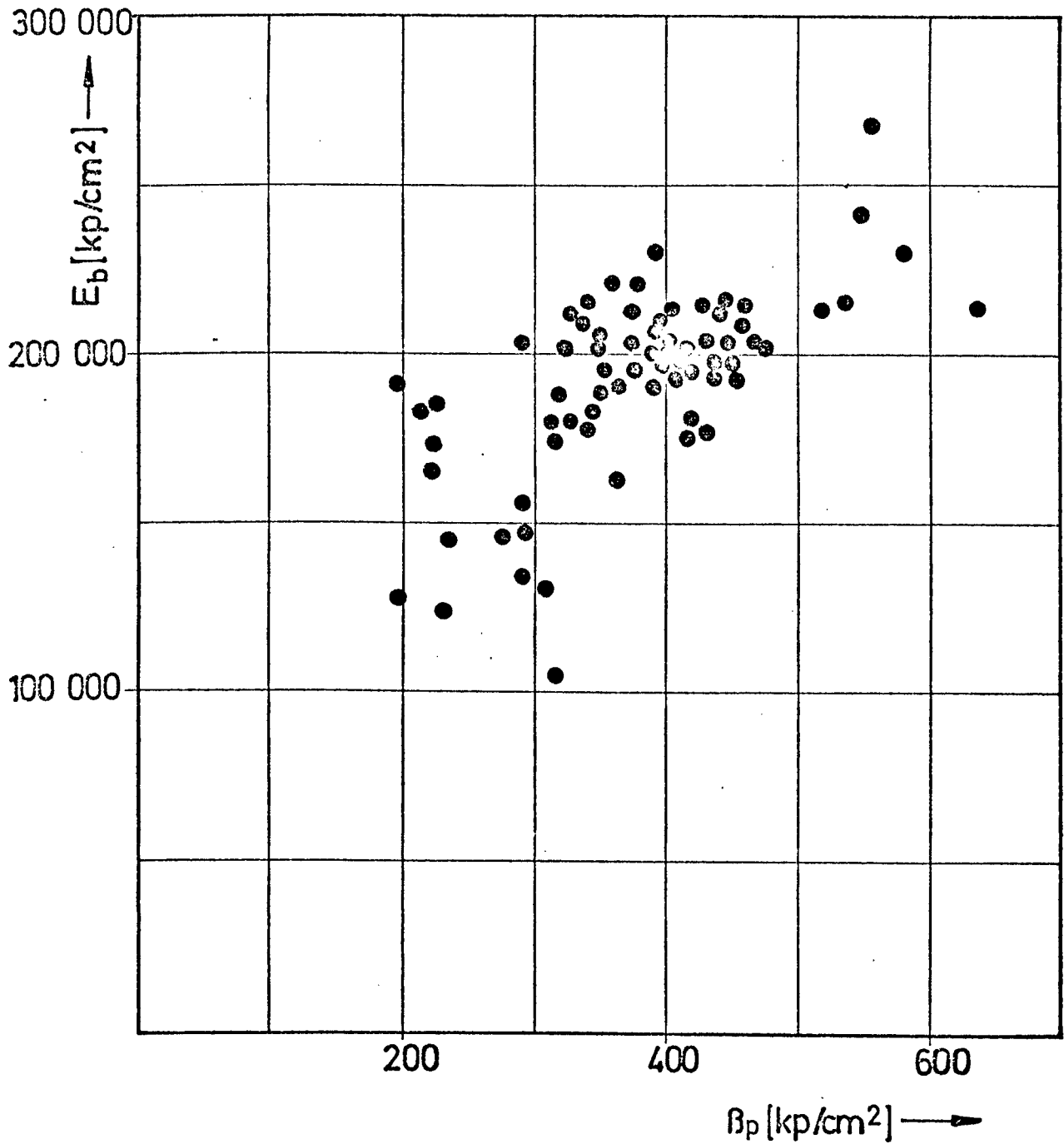


Bild 2.2-1 Völligkeitsbeiwerte α_R

Bild 2.3-1 Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Elastizitätsmodul nach Versuchswerten



Die aus den hier zugrunde gelegten Versuchsreihen an Blähschieferbetonen ermittelten Werte liegen allgemein etwas höher als der in Bild 2.3-2 für Blähschieferbeton eingezeichnete Bereich. Für die Betondruckfestigkeit von 400 kp/cm^2 , die etwa in der Mitte des hier durch Versuche erfaßten Bereiches liegt, zeigt Bild 2.3-2 einen Schwankungsbereich für den Elastizitätsmodul von etwa 160000 bis 200000 kp/cm^2 . Die hier ermittelten Werte liegen zwischen 170000 und 240000 kp/cm^2 . Der größere Teil der Werte schwankt mit einer Bandbreite von $\pm 20000 \text{ kp/cm}^2$ um den oberen Grenzwert aus Bild 2.3-2 von 20000 kp/cm^2 .

Die in DIN 1045 festgelegten Rechenwerte des Elastizitätsmoduls für Normalbeton beginnen für die Festigkeitsklasse Bn 100 mit $E_b = 220000 \text{ kp/cm}^2$ und steigen bis Festigkeitsklasse Bn 550 auf $E_b = 390000 \text{ kp/cm}^2$. Sie liegen also wesentlich höher als die für Leichtbeton ermittelten Werte.

2.4 Vorschlag einer Arbeitslinie als Rechengrundlage

Aufgrund der oben aufgeführten Untersuchungen wird als Arbeitslinie für die Druckzone des Leichtbetons ein Dreieck-Rechteck-Diagramm vorgeschlagen, das die Bruchfestigkeit bei der Betondehnung $\epsilon_b = -2,2 \text{ mm/m}$ erreicht und eine Bruchdehnung $\epsilon_{bu} = -3,0 \text{ mm/m}$ zuläßt.

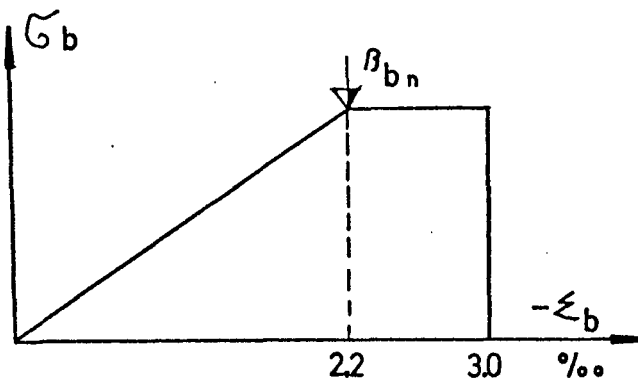


Bild 2.4-1 Vorgeschlagene Arbeitslinie für Leichtbeton

Die Lage der vorgeschlagenen Arbeitslinie im Verhältnis zu den Versuchsergebnissen ist in Bild 2.4-2 dargestellt. Die gemessenen Spannungsdehnungsbeziehungen sind als Einzelpunkte aufgetragen; die durchgezogene Linie entspricht dem Vorschlag. Im wesentlichen stellt die vorgeschlagene Arbeitslinie ein Mittel der Meßwerte dar.

Ein Vergleich der nach Versuchsergebnissen ermittelten Völligkeitsbeiwerte für die Betondruckzone mit den Völligkeitsbeiwerten der vorgeschlagenen Arbeitslinie zeigt Bild 2.4-3. Im Bereich der Betonstauchungen kleiner 2,4 mm/m zeigt die vorgeschlagene Arbeitslinie eine geringere Völligkeit, als nach Versuchen ermittelt wurde. Die Resultierende der Betondruckzone wird also geringer errechnet als die tatsächlich aufnehmbare Druckkraft. Man liegt damit bei gering und normal bewehrten Querschnitten auf der sicheren Seite. Mit weiter zunehmender Betondehnung nähert sich die Völligkeit der vorgeschlagenen Arbeitslinie der nach den Versuchsergebnissen ermittelten Völligkeit. Die vorgeschlagene Arbeitslinie zeigt also in Bezug auf die Völligkeit eine gute Annäherung an die Versuchsergebnisse.

Durch den geradlinigen Verlauf der vorgeschlagenen Arbeitslinie bis $-\epsilon_b = 2,2 \text{ mm/m}$ ergibt sich eine lineare Abhängigkeit des rechnerischen Anfangselastizitätsmoduls von der Betonfestigkeit

$$E_{lb} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \frac{\beta_{lb}}{0,0022}$$

Die Abhängigkeit des rechnerischen Elastizitätsmoduls der vorgeschlagenen Arbeitslinie von der Betonfestigkeit ist in Bild 2.4-4 den aus den Versuchsergebnissen ermittelten Werten gegenübergestellt. Die Gerade des rechnerischen Elastizitätsmoduls läuft etwa parallel zur unteren Grenzzinie der aus Versuchen ermittelten Werte. Der größte Teil der Versuchsproben ergab einen um etwa 10% höheren Elastizitätsmodul. Der Vergleich der Elastizitätsmodulen nach der vorgeschlagenen

Bild 2.4-2 Vergleich der vorgeschlagenen Arbeitslinie mit den Meßwerten aus Druckversuchen

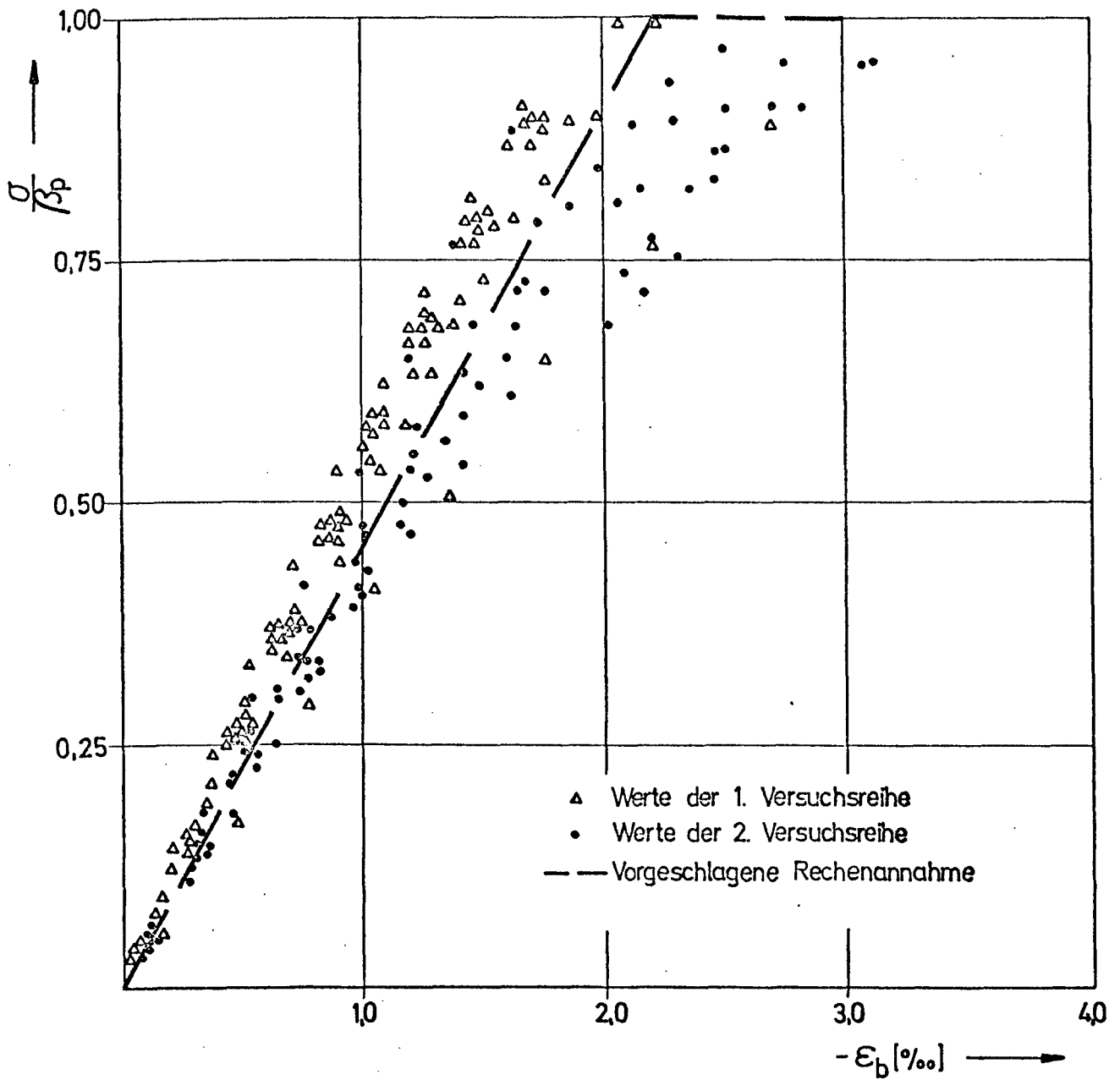


Bild 2.4-3 Vergleich der Völligkeitsbeiwerte α_R aus Versuch, Vorschlag und Parabel R

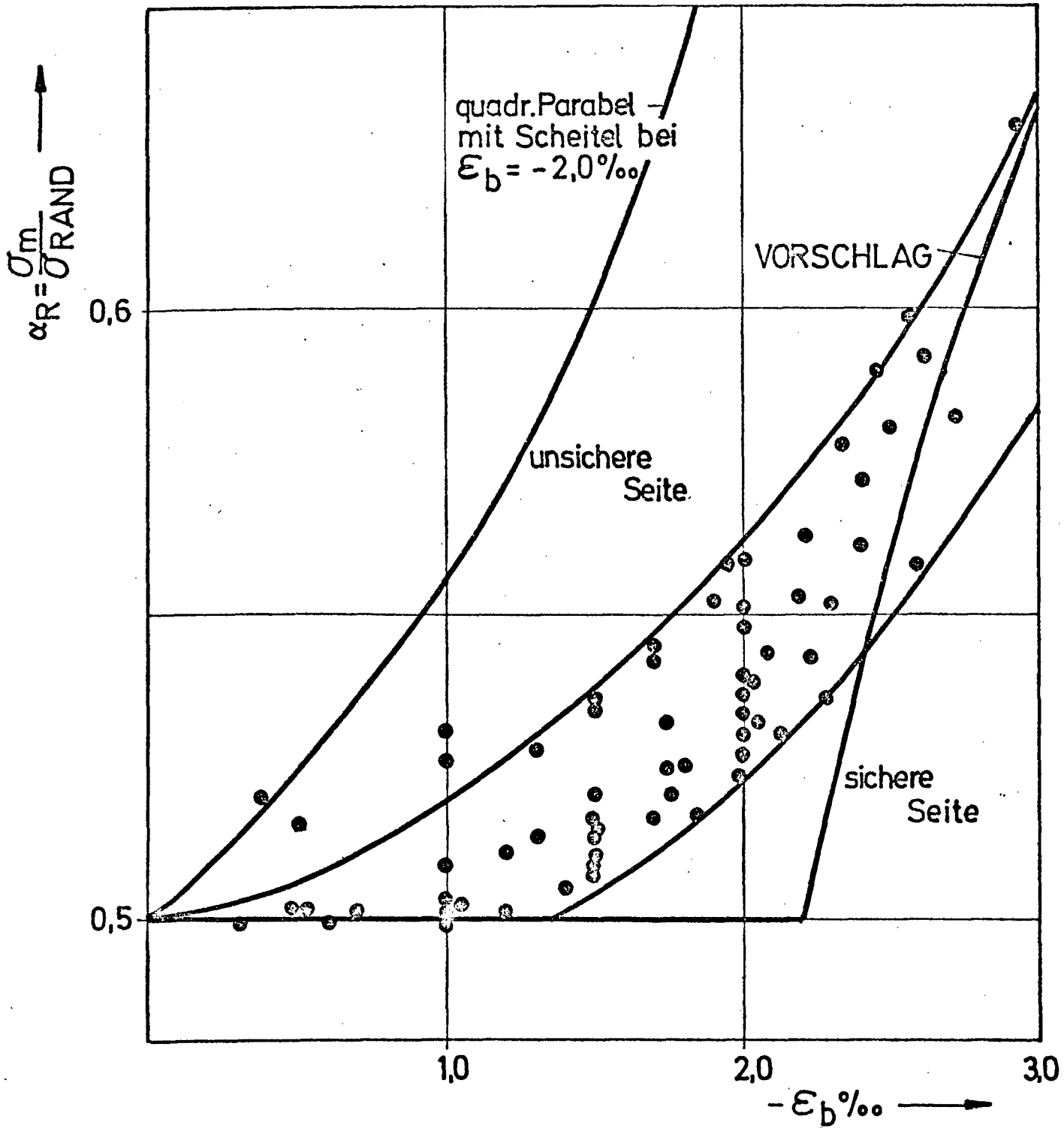
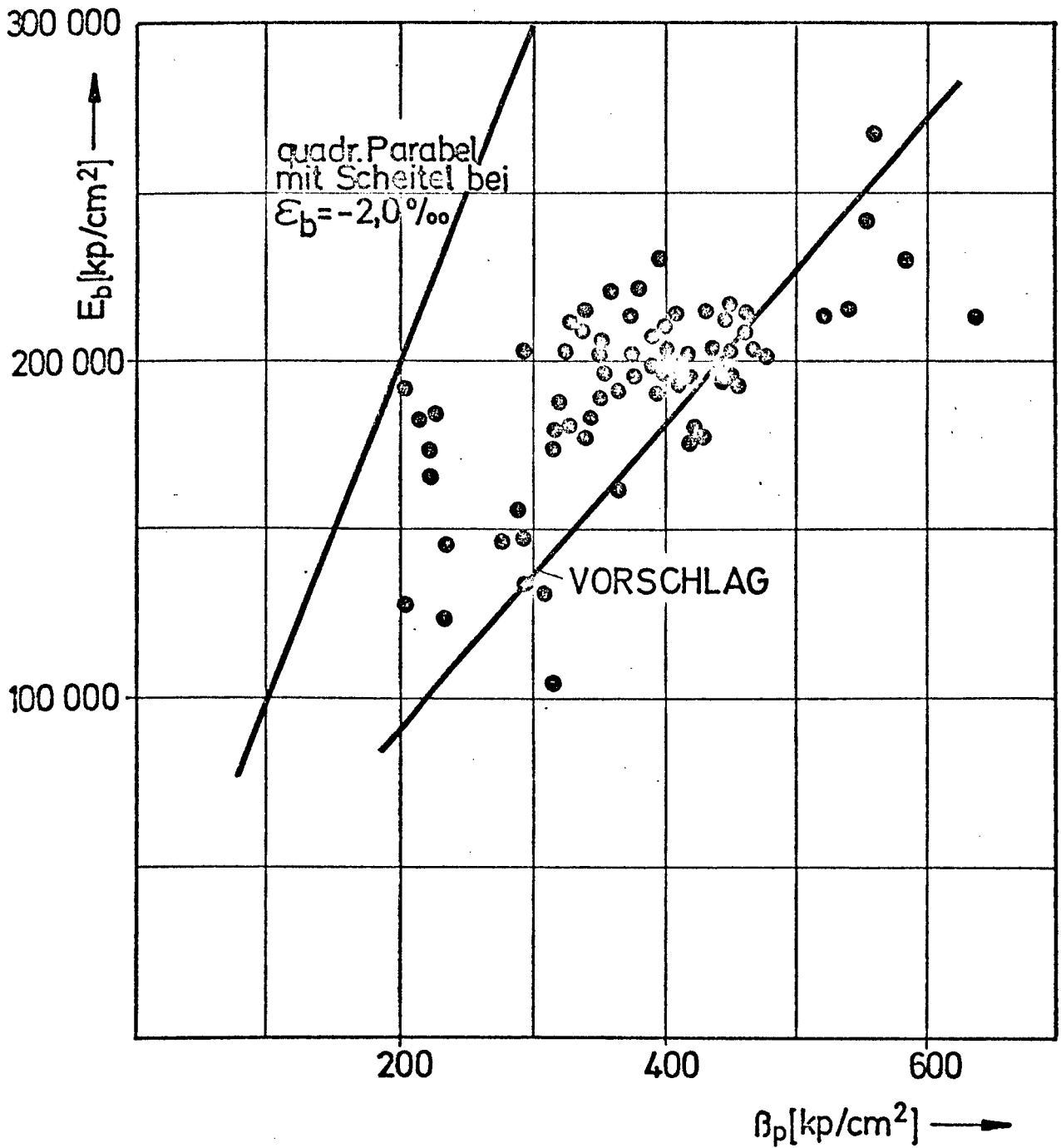


Bild 2.4-4 Vergleich des rechnerischen Elastizitätsmoduls der vorgeschlagenen und der parabelförmigen Arbeitslinie mit den Ergebnissen aus Versuchen



Arbeitslinie mit den in Bild 2.3-2 dargestellten Bereichen zeigt eine gute Übereinstimmung für Blähschieferbetone.

Zum Vergleich wird ein Vorschlag für die Arbeitslinie von Leichtbeton aus der DDR [13] widergegeben. Bild 2.4-5 zeigt die dort gemessenen Grenzwerte der Arbeitslinien und die getroffene Rechenannahme. Bild 2.4-6 zeigt die in der DDR gemessene Zuordnung von Bruchstauchung zur Betongüte.

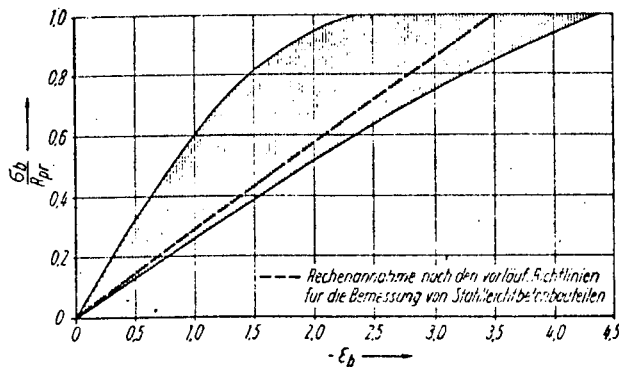


Bild 2.4-5 Grenzwerke der Arbeitslinie und Rechenannahme in der DDR [13]

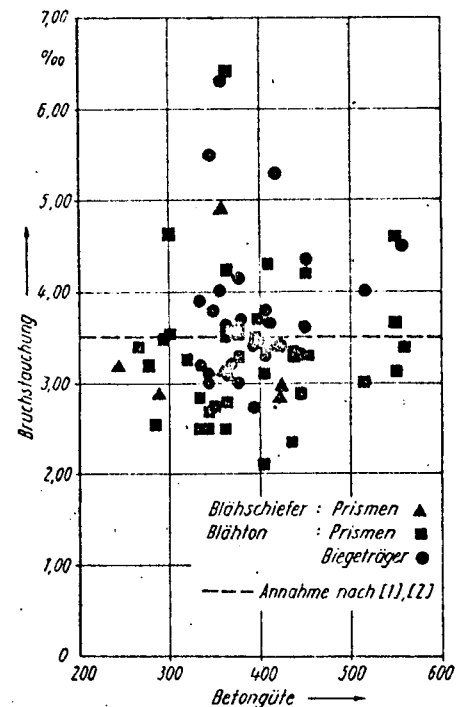


Bild 2.4-6 Zuordnung von Bruchstauchung zu Betongüte (DDR) [13]

Im Begleittext wurde betont, daß der Elastizitätsmodul für die bisher in der DDR gefertigten Leichtbetone niedriger liegt als die in England, in den USA und in der Bundesrepublik ermittelten Werte. Daher erklärt sich der im Vergleich zur hier vorgeschlagenen Arbeitslinie flachere Verlauf des DDR-Vorschlages. Gute Übereinstimmungen konnten jedoch mit den in den sowjetischen Baubestimmungen enthaltenen Werten festgestellt werden.

Für die in der DDR gemessenen Bruchstauchungen ergibt sich nach Bild 2.4-6 ebenfalls eine Häufung der Werte zwischen -2,0 und -3,5 mm/m. Sie liegen jedoch im allgemeinen näher bei -3,5 mm/m als bei den hier ausgewerteten Versuchen.

3. Traglast- und Verformungsrechnung von Leichtbetonstützen

3.1 Nachrechnung von Stützenversuchen

Zur Nachrechnung lagen Versuchsprotokolle über zwei im hiesigen Institut durchgeführte Knickversuche vor. Bei den Versuchen KL I und KL II wurden Stützen mit rechteckigem Querschnitt einachsrig - ausmittig mit gleichen Endausmittungen belastet. Die Angaben über die Versuche, Abmessungen, Kennwerte und Ergebnisse sind in Tabelle 3.1 - 1 zusammengestellt.

Zur Herstellung der Stützen wurden die gleichen Betone verwendet wie für die Prüfkörper der zweiten Arbeitslinienmeßreihe. Als Rechenwert für die Betondruckfestigkeit wurden die in den Versuchen ermittelten Prismenfestigkeiten angenommen.

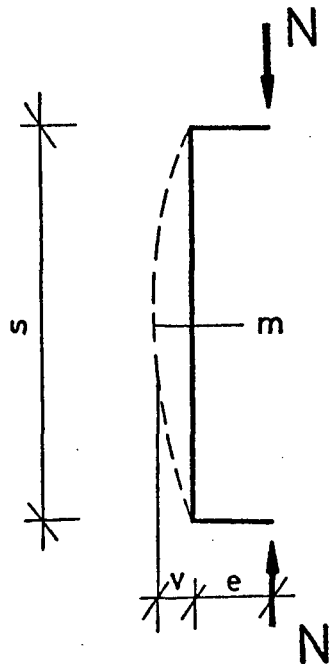


Bild 3.1 - 1 System der Stützenversuche KL I und KL II

	Abmessungen			Schlankheit		Bewehrung (Fe = Fe')				Exzentrizität		Knicklast		
Versuch	b	d	F _b	$\frac{l}{\text{+Zuschlag Lager}}$	$\frac{s_K}{d}$ [5] / [3]	Stahl- güte	4 Ø	$\frac{\text{ges } A_o}{\sum Fe}$ F _b	$\frac{h'}{d}$ ~	e	$\frac{e}{d}$ [11] / [3]	Nu	σ_u	β_p
	cm	cm	cm ²	cm		BSt	mm			cm		Mp	kp/cm ²	kp/cm ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
KL I	26,7	17,10	457	514,5	30,1	42/50	12	0,010	0,10	3,4	0,20	31,0	67,8	438
KL II	26,7	17,00	454	514,5	30,3	42/50	12	0,010	0,10	8,5	0,50	15,0	33,0	468

T A B E L L E 3.1 - 1 Stützenversuche: Anordnung und Ergebnisse

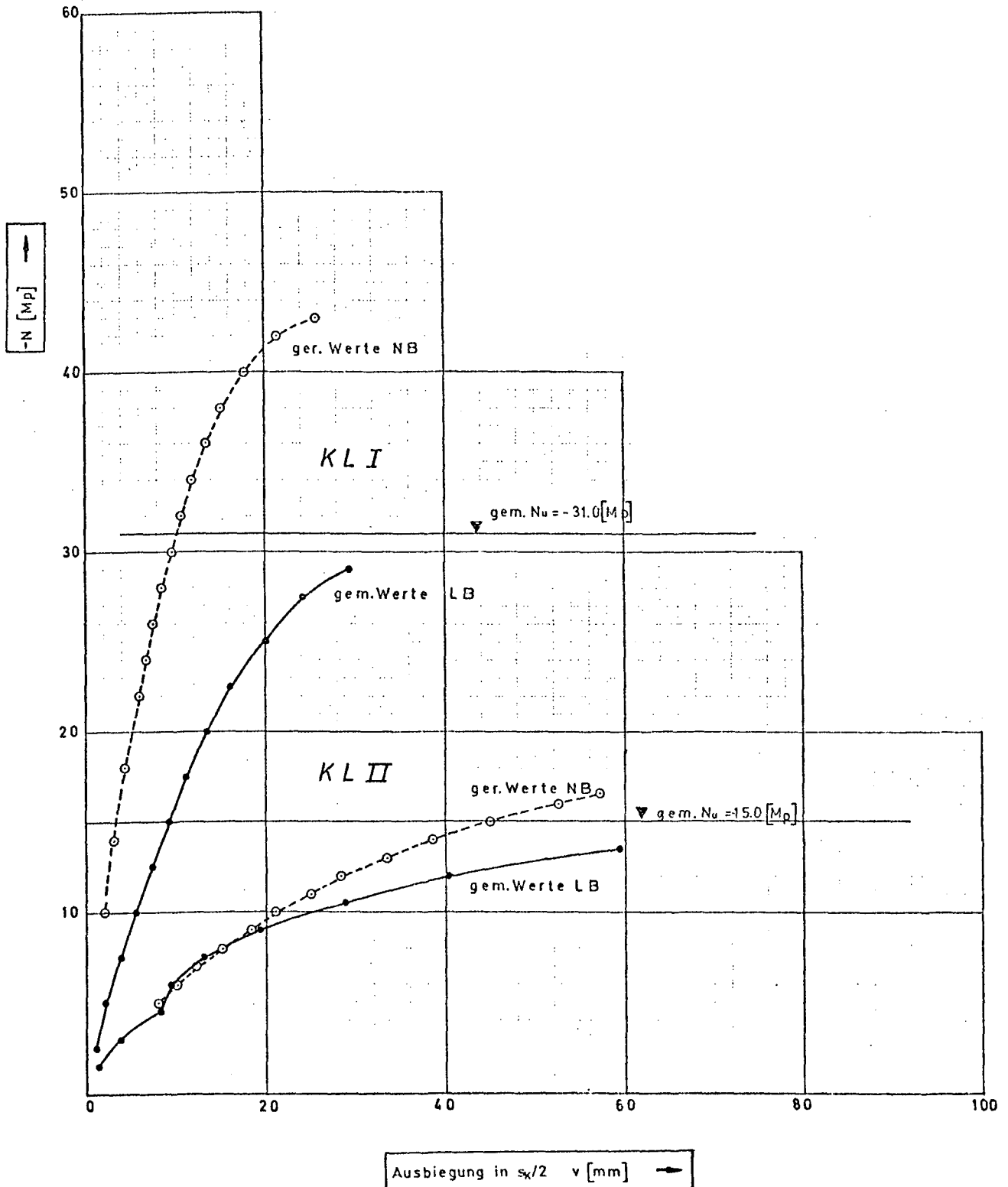
3.1.1 Nachrechnung für Normalbeton

Die Stützenversuche wurden zunächst unter Zugrundelegung der DIN 1045 für Normalbeton nachgerechnet um festzustellen, inwieweit eine Korrektur der Arbeitslinie für Leichtbeton gegenüber der von Normalbeton sinnvoll oder notwendig erscheint.

Die programmgesteuerte Nachrechnung der Stützenversuche für Normalbeton nach Theorie II. Ordnung ergab für die Stütze KL I ($e = 3,4$ cm) eine Traglast von $N_u = -43,1$ Mp und für Stütze KL II ($e = 8,5$ cm) eine Traglast von $N_u = -16,6$ Mp. Bezogen auf die gemessene Traglast liegen die Werte für Normalbeton bei KL I um 33 % und bei KL II um 11 % über den Versuchswerten.

In Bild 3.1 - 2 sind die für Normalbeton errechneten Verformungen in Stützenmitte in Abhängigkeit von der Normalkraft im Vergleich zu den gemessenen Verformungen aufgetragen. Für kleine Exzentrizitäten (KL I, $e/d = 0,2$) zeigt sich bei Zugrundelegung der Normalbetonarbeitslinie gegenüber den Versuchswerten ein deutlich steiferes Verhalten. Die rechnerischen Verformungen der Normalbetonstütze betragen bei gleicher Normalkraft nur etwa 1/3 der im Versuch für Leichtbeton gemessenen Werte. Bei Belastung am Querschnittsrand (KL II, $e/d = 0,5$) ergibt sich für Normalbeton bis zu etwa 50 % der Traglast eine gegenüber den Meßwerten gering größere oder gleichgroße Verformung. Mit zunehmender Normalkraft werden dann die errechneten Verformungen gegenüber den Meßwerten kleiner. In Höhe des letzten Meßwertes liegen sie bei 60 % der Verformungen der Leichtbetonstütze. Die nahezu gleichen Verformungen im unteren Belastungsbereich bis etwa 50 % der Traglast sind möglicherweise darauf zurückzuführen, daß bei der programmgesteuerten Nachrechnung die Mitwirkung des Betons auf Zug vernachlässigt wurde.

Bild 3.1 - 2 Beziehung zwischen Normalkraft und Verformung
in Stützenmitte
Meßergebnisse und Nachrechnung für Normalbeton



Eine Korrektur der Arbeitslinie für Leichtbeton gegenüber der von Normalbeton erscheint besonders im Hinblick auf die Ergebnisse bei geringer Exzentrizität notwendig. Durch die größere Völligkeit der Druckzone und den mit der Parabelform verbundenen größeren rechnerischen Elastizitätsmodul ergeben sich bei Zugrundelegung der Normalbetonarbeitslinie zu geringe Verformungen und damit ein zu kleiner Momentenzuwachs nach Theorie II. Ordnung.

3.1.2 Nachrechnung für dreieckförmige Arbeitslinien mit Variation der Grenzdehnungen.

Die Auswertung der Meßergebnisse von Arbeitslinien des Leichtbetons hat gezeigt, daß die Annahme einer dreieckreichtförmigen Arbeitslinie eine gute Näherung darstellt. Die Resultierende der Betondruckzone, deren Abstand von der Nulllinie und damit das innere Moment, sind jedoch von der maximal zulässigen Betonstauchung und dem Anteil der Druckzone abhängig, in dem eine konstante Spannung angenommen wird. Deshalb wurden die Stützenversuche für zwei Dreieckdiagramme mit maximal zulässigen Randstauchungen von $-2,5$ und $-3,0$ mm/m und für zwei Dreieckrechteckdiagramme mit maximal zulässigen Randstauchungen von $-3,0$ mm/m nachgerechnet. Die zulässige Druckspannung wurde bei den Dreieckrechteckdiagrammen bei einer Dehnung von $-2,0$ bzw. $-2,2$ mm/m erreicht. Die letztgenannte Arbeitslinie entspricht der in Abschnitt 2.4 abgeleiteten Form.

Die Verformungen der Stütze in Abhängigkeit von der Normalkraft wurden in Bild 3.1 - 3 für die vier Arbeitslinien aufgetragen und den Meßwerten gegenübergestellt. Bei den Dreieckdiagrammen wird die gemessene Traglast für beide Lastausmitten nicht erreicht. Der zu geringe rechnerische Elastizitätsmodul führt bei geringer Ausmitte zu zu großen Verformungen und bewirkt so das vorzeitige rechnerische Versagen. Die Abweichungen der Traglast betragen bei KL I für das Diagramm mit der Grenzdehnung $-2,5$ mm/m etwa 7 % und für das Diagramm mit der Grenzdehnung $-2,0$ mm/m etwa 15 % der Meßwerte. Die Abweichungen

der Traglast bei KL II liegen etwa in der gleichen Größenordnung.

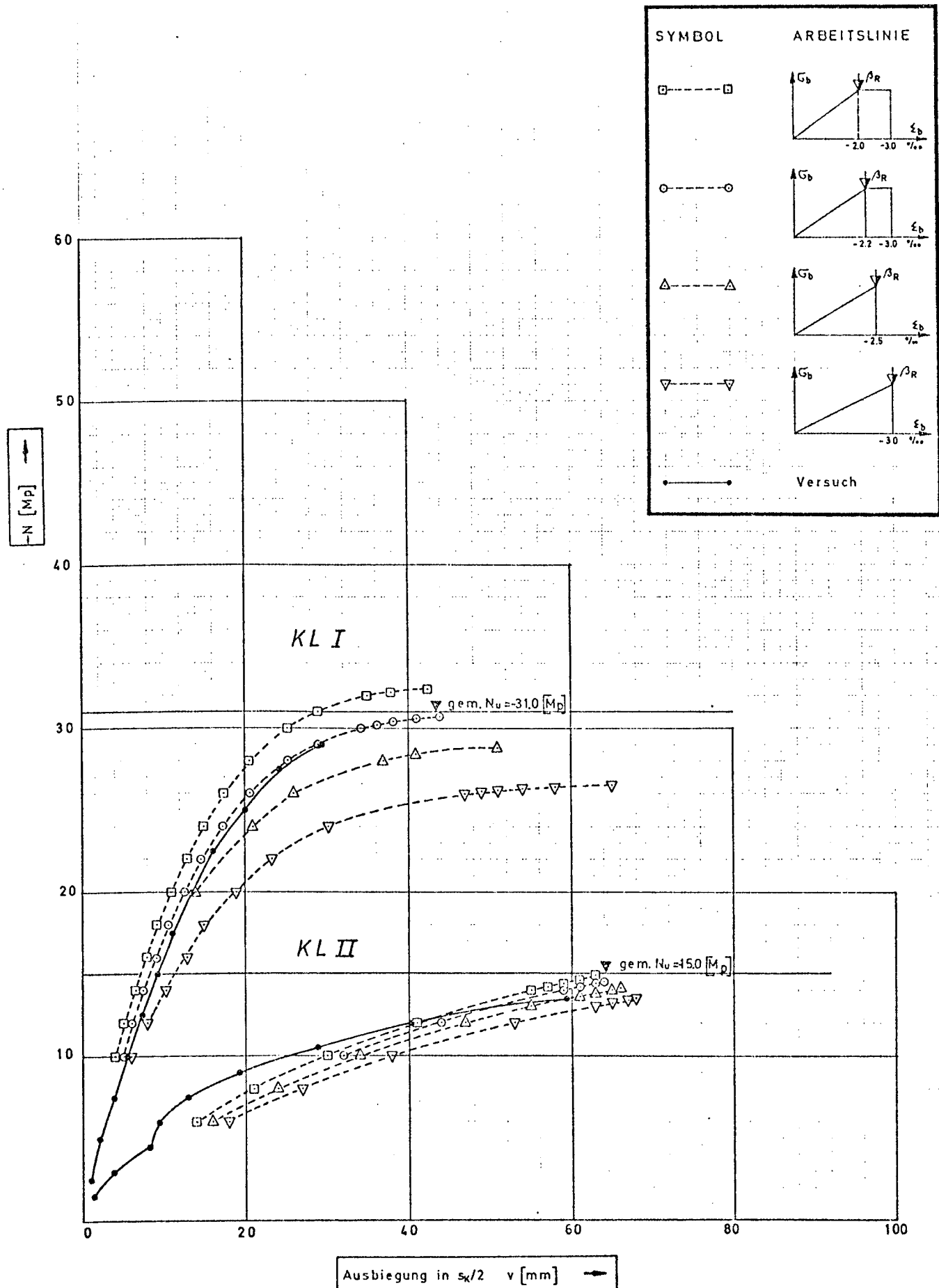
Das Dreieckrechteckdiagramm mit den Dehnungskennwerten $-2,0 \text{ mm/m}$ und $-3,0 \text{ mm/m}$ liefert für die Lasteintragung am Querschnittsrand (KL II) nahezu exakt die im Versuch ermittelte Traglast. Für geringe Lastausmitte (KL I) liegen die errechneten Werte jedoch gegenüber den Versuchswerten auf der unsicheren Seite. Die errechnete Traglast liegt etwa 5 % über der gemessenen.

Die als Rechengrundlage vorgeschlagene Arbeitslinie mit den Dehnungskennwerten $-2,2 \text{ mm/m}$ und $-3,0 \text{ mm/m}$ ergibt für die Stütze KL I eine gute Näherung der gemessenen Last-Verformungs-Kurve. Die rechnerische Traglast liegt etwa 1 % unter der gemessenen. Für KL II ergibt sich gegenüber dem Meßwert eine um 3 % geringere rechnerische Traglast. In beiden Fällen liegt also die Rechnung bezüglich der Traglast auf der sicheren Seite. Die Nachrechnung der Stützenversuche bestätigt die als Rechengrundlage vorgeschlagene Arbeitslinie als gute Näherung. Deshalb werden die mit dieser Arbeitslinie ermittelten Werte im folgenden als "strenge Lösung" angesehen.

3.1.3 Nachrechnung für die in den "Vorläufigen Richtlinien" vorgeschlagenen Arbeitslinien

In den vorläufigen Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlleichtbeton wurden von der in DIN 1045 für Normalbeton festgelegten Arbeitslinie abgeleitete Spannungsdehnungslinien für Leichtbeton vorgeschlagen. Die älteren Fassungen [4, 5] sehen einen von der Exzentrizität sowie von der Querschnittsabmessung in Richtung der Exzentrizität abhängigen Reduktionsfaktor α für den Rechenwert der Betondruckfestigkeit vor, behalten jedoch die Spannungsdehnungslinie des Betons gemäß Bild 13 (bzw. Bild 10) von

Bild 3.1 - 3 Beziehung zwischen Normalkraft und Verformung in Stützenmitte für verschiedene Dreieckdiagranme



DIN 1045 bei.

$$R_{R(LB)} = \alpha \cdot R_{R(NB)} \quad ; \quad \alpha = 1,0 - e/d \geq 0,80$$

Die neueste Fassung [6] sieht als Rechenannahme für die Spannungsdehnungslinie des Betons anstelle des in Bild 13 (DIN 1045) angegebenen Parabel-Recheckdiagramms bzw. des in Bild 10 (DIN 1045) angegebenen Dreieck-Rechteckdiagramms eine quadratische Parabel mit dem Scheitelwert von $\max \epsilon_b = -2,0 \text{ mm/m}$ vor. Bei rechteckiger Betondruckzone kann ersatzweise wie nach den älteren Fassungen der "Vorläufigen Richtlinien" mit den Rechenannahmen aus DIN 1045 unter Berücksichtigung des Reduktionsfaktors α gerechnet werden.

Um einen Überblick darüber zu bekommen, wie gut die unter Zugrundelegung dieser Rechenannahmen ermittelten Traglasten für Leichtbetonstützen mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen, wurden die Stützenversuche KL I und KL II mit den in den "Vorläufigen Richtlinien" vorgesehenen Arbeitslinien nachgerechnet. In Bild 3.1 - 4 sind die Arbeitslinien und die zur Unterscheidung gewählten Bezeichnungen dargestellt.

Die errechneten Lastverformungsbeziehungen sind in Bild 3.1-5 aufgetragen und den Versuchswerten, sowie der "strengen Lösung" gegenübergestellt.

Arbeitslinie C liefert sowohl für KL I als auch für KL II exakt die gleiche Last-Verformungskurve und die gleiche Traglast wie die Spannungsdehnungslinie für Normalbeton. Die Ursache dafür ist im Falle KL I (geringe Ausmitte) darin zu sehen, daß die Traglast durch das Versagen in Form eines Stabilitätsbruches begrenzt wird, bevor ein Materialbruch durch Erreichen der Grenzdehnung des Betons oder der Streckgrenze des Stahls eintritt. Im Falle KL II tritt das Versagen durch Erreichen der Stahlstreckgrenze

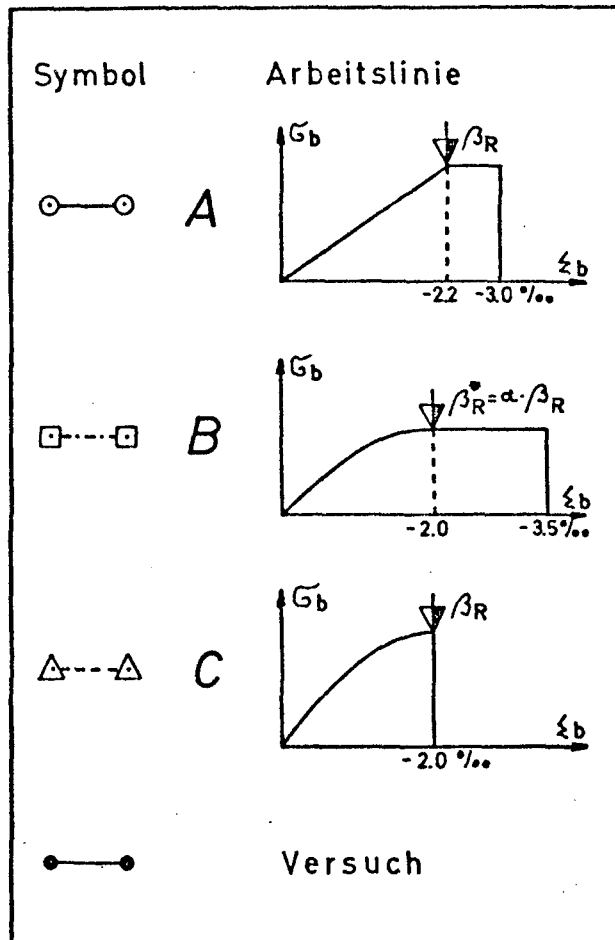
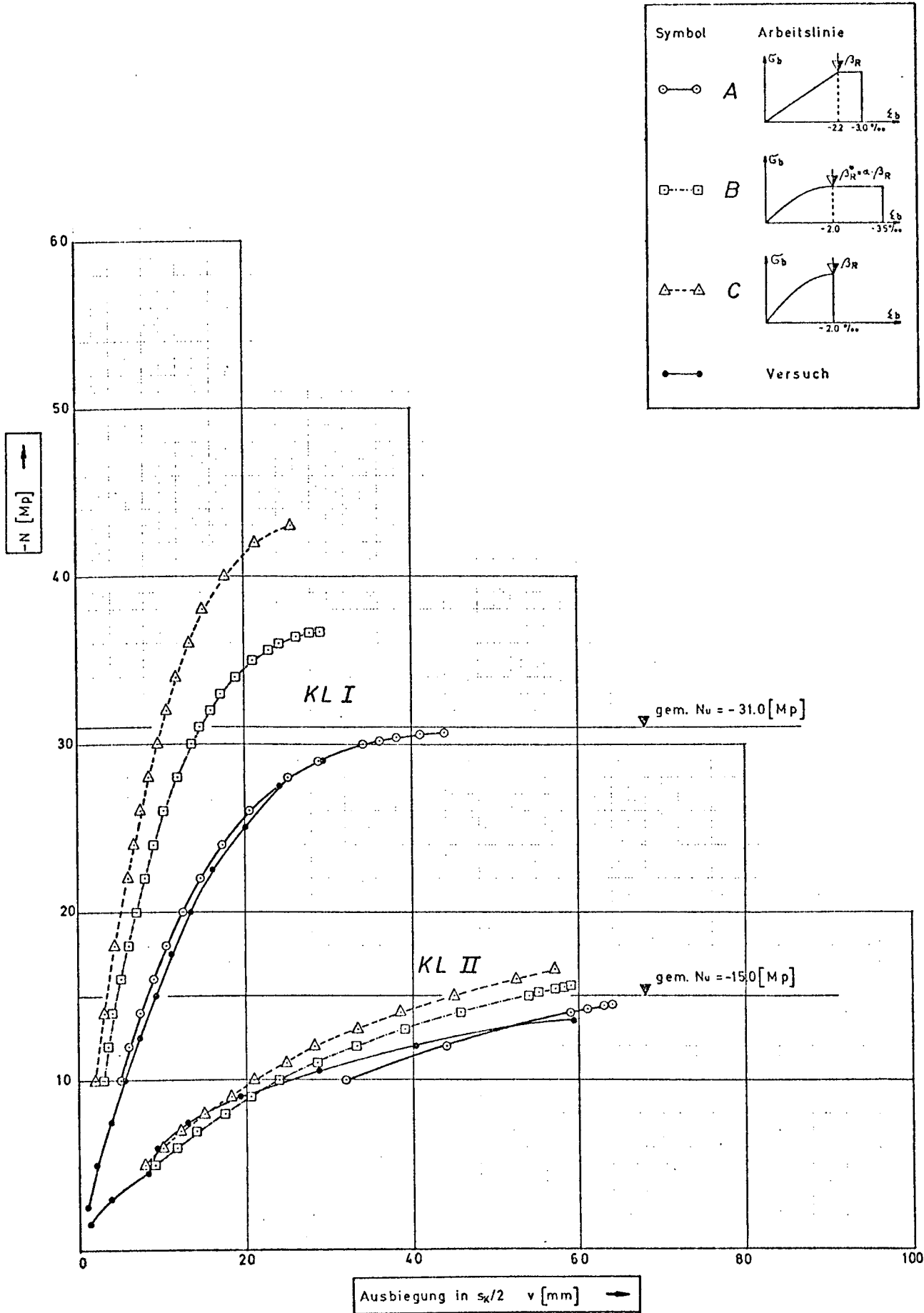


Bild 3.1-4 Arbeitslinien und deren Bezeichnung

ein, bevor die Tragfähigkeit der Betondruckzone voll ausgenutzt ist. Die Betonranddehnung erreicht nur einen Wert von $\epsilon_b = -0,9 \text{ mm/m}$. In beiden Fällen hat also die Abminderung der Bruchstauchung gegenüber der von Normalbeton keinen Einfluß auf die rechnerische Tragfähigkeit, wohl aber auf die rechnerischen Bruchmomente bei gleicher Normalkraft.

Für die Arbeitslinie B liegen die rechnerischen Traglasten bei beiden Stützen etwa in der Mitte zwischen den Werten für Normalbeton und Arbeitslinie C auf der einen und Versuch sowie "strenger Lösung" auf der anderen Seite. Die Abminderung der Betondruckfestigkeit bringt also eine deutliche Verbesserung der Traglasten gegenüber Normalbeton,

Bild 3.1-5 Beziehung zwischen Normalkraft und Verformung in Stützenmitte für die Vorschläge der Vorläufigen Richtlinien



liegt aber durch die zu kleinen rechnerischen Verformungen nach Theorie II. Ordnung für geringe Lastausmitten immer noch weit auf der unsicheren Seite. Im Falle größerer Exzentrizität wird die Traglast recht gut angenähert. Die Abweichungen liegen nur noch bei etwa 4 % der gemessenen Traglast. Hier ist jedoch aus oben geschilderten Gründen der Einfluß der Betonarbeitslinie auf die Traglast allgemein recht gering.

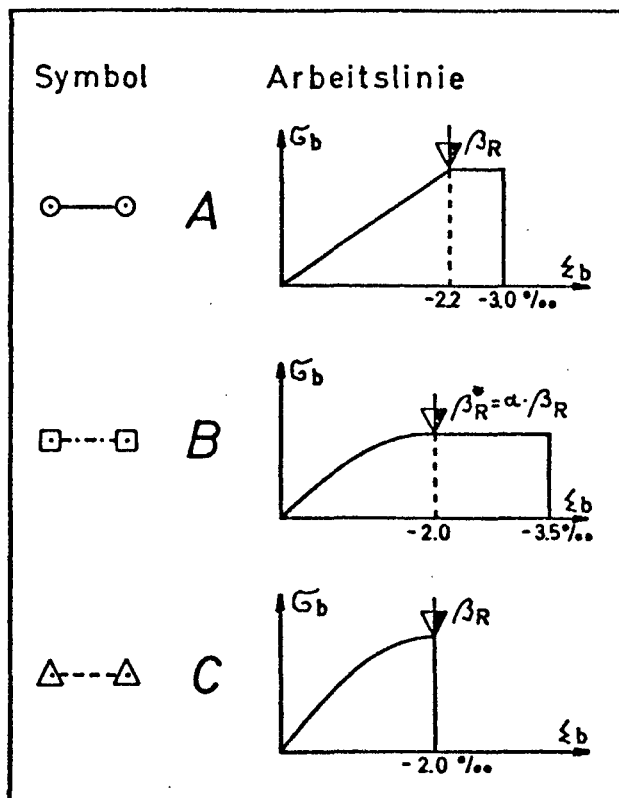
Stütze	KL I e/d=0.20		KL II e/d=0.50	
Arbeitslinie	$-N_u \left[\begin{smallmatrix} M \\ p \end{smallmatrix} \right]$	Abweichung % *	$-N_u \left[\begin{smallmatrix} M \\ p \end{smallmatrix} \right]$	Abweichung % *
Versuch	31.0	-	15.0	-
Normalbeton	43.1	+ 39.0	16.6	+ 10.7
Dreieck $\max \xi_b = -2.5$	28.8	- 7.1	14.1	- 6.0
Dreieck $\max \xi_b = -3.0$	26.5	- 14.5	13.5	- 10.0
Dreieck-Rechteck $\xi_{b1} = -2.0, \max \xi_b = -3.0$	32.4	+ 4.5	14.9	- 0.7
A (Vorschlag)	30.7	- 1.0	14.5	- 3.3
B	36.7	+ 18.4	15.65	+ 4.3
C	43.1	+ 39.0	16.6	+ 10.7

* (- $\hat{=}$ sichere Seite)

Tabelle 3.1-2 Zusammenstellung der rechnerischen Traglasten und deren Abweichungen vom Versuchswert für die untersuchten Arbeitslinien

3.2 Einfluß der Arbeitslinie auf Bruchschnittgrößen Momente nach Theorie II. Ordnung und Traglast

Die unter Punkt 3.1.3 aufgeführten Nachrechnungen der Stützen KL I und KL II für die in den "Vorläufigen Richtlinien" vorgeschlagenen Spannungsdehnungsbeziehungen des Leichtbetons geben nur für $s_k/d = 30$, ges $\mu_o = 0,01$ und $e/d = 0,2$ bzw. $e/d = 0,5$ einen Vergleich der Rechnung mit den Meßwerten. Um einen Überblick über das Tragverhalten in anderen Bereichen bei Zugrundelegung der in den "Vorläufigen Richtlinien" getroffenen Rechenannahmen zu bekommen, wurde für einige ausgewählte Parameterkombinationen eine Traglastrechnung durchgeführt. Zum Vergleich wird hier die in Abschnitt 3.1.2 definierte "strenge Lösung" herangezogen. Die unter Punkt 3.1.3 zur Unterscheidung eingeführte Bezeichnung der Arbeitslinien mit A, B und C wird im folgenden beibehalten.



$\text{ges } \bar{\mu}_o = 0.40$					
e/d	s_k/d				
0.05	0	4	10	20	30
0.30	0	2	10	20	30
1.00	0	2	10	20	30
$\text{ges } \bar{\mu}_o = 0.05$					
e/d	s_k/d				
0.05	0	4	10	20	30
0.30	0	2	10	20	30
1.00	0	2	10	20	30
$\text{ges } \bar{\mu}_o = 0.00$ (unbewehrter Querschnitt)					
e/d	s_k/d				
0.05	0	4	10	20	30
0.30	0	2	10	20	30

Tabelle 3.2-1 Nachgerechnete Parameterkombinationen

Eine Zusammenstellung der nachgerechneten Parameterkombinationen zeigt Tabelle 3.2-1. Als Grundsystem wurde eine beidseitig gelenkig gelagerte Stütze mit quadratischem Querschnitt (Kantenlänge 1,0 m), einachsig ausmittiger Belastung und symmetrischer Bewehrung aus BSt 42/50 angenommen.

Für die genaue Erfassung des Abminderungsfaktors α in Abhängigkeit von der Lastausmitte für die Arbeitslinie B ergaben sich bei der planmäßigen Ausmitte $e/d = 0,05$ besondere Schwierigkeiten. Aus der Forderung der "Vorläufigen Richtlinien" beim vereinfachten Knicksicherheitsnachweis nach Abschnitt 17.4.3, DIN 1045, sei die planmäßige Ausmitte zur Ermittlung des Rechenwertes $\alpha \cdot \beta_R$ um den Wert f zu vergrößern, wurde geschlossen, daß bei der Nachrechnung nach Theorie II. Ordnung für die Ermittlung von α in jedem Querschnitt die errechneten Verformungen der planmäßigen Ausmitte zuzuschlagen seien. Da sich die Verformungen nach Theorie II. Ordnung und damit auch die tatsächlichen Lastausmitten von Querschnitt zu Querschnitt ändern, würde sich auch der anzunehmende Reduktionsfaktor und damit die zu berücksichtigende Arbeitslinie in dem Bereich der Stützenlänge für jeden Querschnitt ändern, in dem die tatsächliche Lastausmitte $(e + v) \leq 0,2 \cdot d$ ist. (Hierin sind: e planmäßige Ausmitte, v Durchbiegung der Stütze in dem betrachteten Querschnitt). Um eine über der Stützenlänge veränderliche Arbeitslinie bei der Berechnung am elektronischen Rechenautomaten berücksichtigen zu können, hätte es eines unangemessen hohen Rechenaufwandes bedurft. Deshalb wurde für $e/d = 0,05$ die Traglastrechnung bei Zugrundelegung der Arbeitslinie B näherungsweise mit dem Abminderungsfaktor für die planmäßige Ausmitte durchgeführt. Bei einem nachträglichen Vergleich der so errechneten M/N -Kurven mit dem Interaktionsdiagramm wurde festgestellt, daß eine Abminderung der errechneten Traglasten nicht erforderlich war, da für den bei $s_K/d = 10$ zutreffenden Bereich kaum ein Unterschied der Schnittgrößen

im Grenzdehnungszustand bestand. Die Interaktionskurven für konstantes $\alpha = 0,95$ und für mit e/d veränderliches α liegen in diesem Bereich noch sehr nahe beieinander. Für $s_K/d = 20$ und $s_K/d = 30$ war Stabilitätsversagen maßgebend für die Traglast.

3.2.1 Schnittgrößen im Grenzdehnungszustand

Die Interaktionsdiagramme für die drei Arbeitslinien A, B und C sind in den Bildern 3.2-1 und 3.2-3 für die drei untersuchten mechanischen Gesamtbewehrungsgrade aufgetragen. Die Einheiten der Ordinate bzw. Abszisse beziehen sich auf die bezogenen Schnittgrößen n und m .

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} \quad ; \quad m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R}$$

Bild 3.2-1 zeigt die Interaktionsdiagramme für die Arbeitslinien A und B im Vergleich. Für Arbeitslinie B ergeben sich bei Anwendung der oben erläuterten Näherung für jeden Bewehrungsgrad durch Berücksichtigung des der jeweiligen planmäßigen Ausmitte entsprechenden konstanten Abminderungsfaktors α zwei Kurven. Eine entspricht dem konstant angenommenen $\alpha = 0,95$ für $e/d = 0,05$, die andere $\alpha = 0,80$ für $e/d = 0,20$. Das den Richtlinien entsprechende Interaktionsdiagramm für Arbeitslinie B ist im unteren Bereich mit der für $\alpha = 0,80$ gezeichneten Kurve identisch. Der obere Bereich ist durch die eingezeichnete Übergangskurve angenähert. Die Bruchschnittgrößen der exakten Linie liegen gegenüber der "strengen Lösung" (Arbeitslinie A) auf der sicheren Seite. Dies trifft für alle Bewehrungsgrade zu.

Bild 3.2-2 zeigt die Interaktionsdiagramme für die Arbeitslinie C im Vergleich zur "strengen Lösung". Für gering bewehrte und unbewehrte Querschnitte zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Bruchmomente in Abhängigkeit von der Normalkraft. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad zeigen sich

größere Abweichungen im Bereich der bezogenen Normalkraft $n = 0,2$ bis $\bar{n} = 0,8$ zur sicheren Seite. In diesem Bereich wird die Beschränkung des Spannungsdehnungsdiagramms des Betons auf die Parabel und die damit verbundene Abminderung der maximalen Betonrandstauchung auf $-2,0$ mm/m voll wirksam.

In Bild 3.2-3 sind zum Vergleich die Interaktionsdiagramme der beiden nach den Vorläufigen Richtlinien [6] für Querschnitte mit rechteckiger Druckzone zulässigen Arbeitslinien aufgetragen. Bei dem hier zugrunde gelegten Rechteckquerschnitt liefern beide Rechenannahmen für alle Bewehrungsgrade etwa gleich große aufnehmbare Schnittgrößen.

3.2.2 Beziehung zwischen Normalkraft und Moment nach Theorie II. Ordnung

Die Bilder 3.2-4 bis 3.2-6 zeigen für die Arbeitslinien A, B und C die mit dem elektronischen Rechenautomaten ermittelten Beziehungen zwischen Normalkraft und Moment in Stützenmitte nach Theorie II. Ordnung für stark bewehrte Stützen bei geringer Exzentrizität in Abhängigkeit von der Schlankheit. Zum Vergleich sind die jeweiligen Interaktionsdiagramme mit eingezeichnet. Den Einfluß der Berücksichtigung des Momentenzuwachses aus Verformung nach Theorie II. Ordnung zeigt der Abstand der M/N-Kurven zu der Geraden für die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung. Die Form der M/N-Kurve bzw. ihre Lage zum Interaktionsdiagramm lassen erkennen, ob ein Material- oder ein Stabilitätsversagen maßgebend für die Höhe der Traglast war. Es zeigt sich deutlich, daß bei der "strengen Lösung" schon bei $s_k/d = 20$ ein Versagen in Form eines Stabilitätsfalles eintritt, während bei Arbeitslinie C im wesentlichen die Materialfestigkeit die Höhe der Traglast bestimmt. Für $s_k/d = 30$ ist auch hier der Stabilitätsfall maßgebend.

Bild 3.2-1 Interaktionsdiagramme für Arbeitslinie A und B

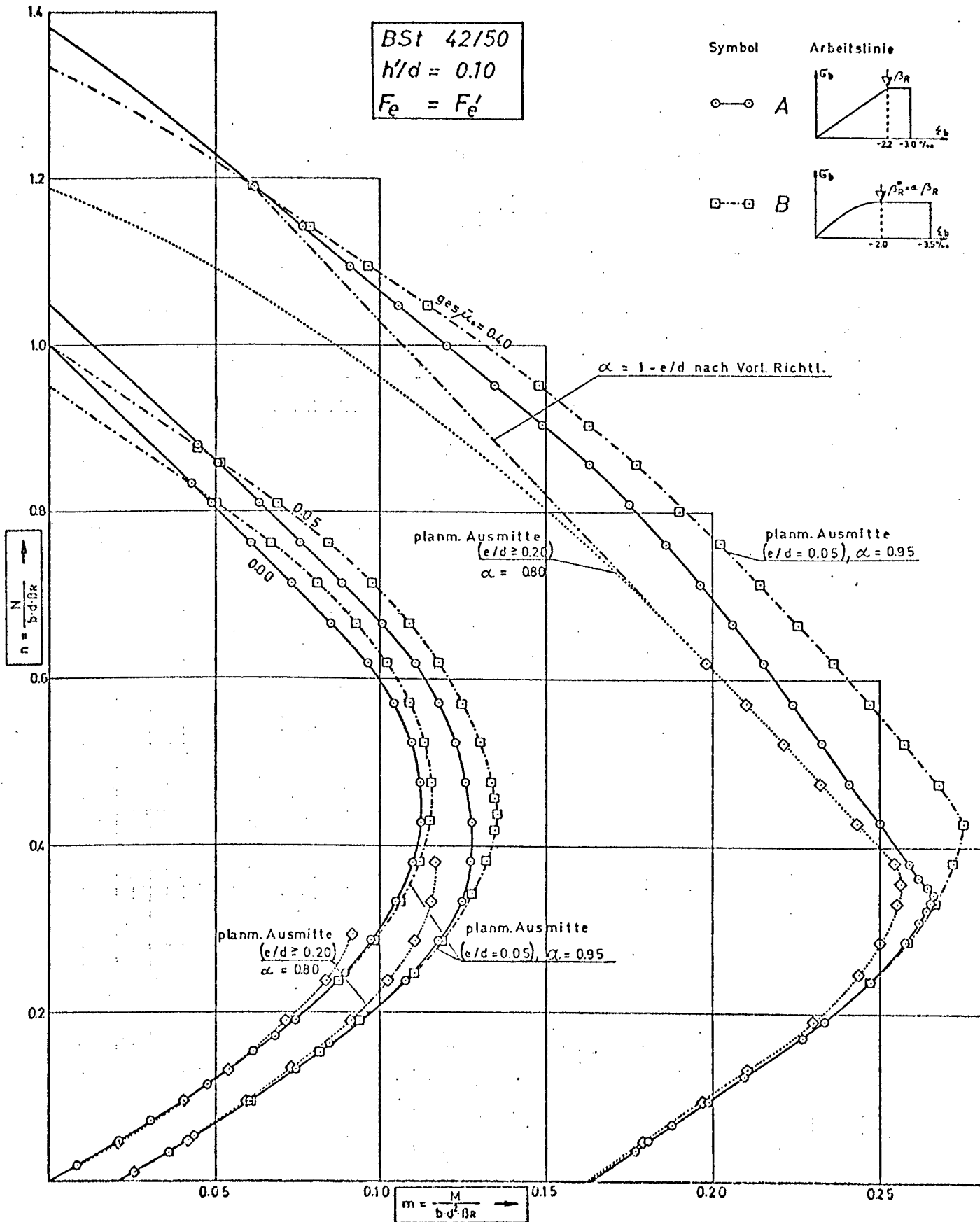


Bild 3.2-2 Interaktionsdiagramme für Arbeitslinie A und C

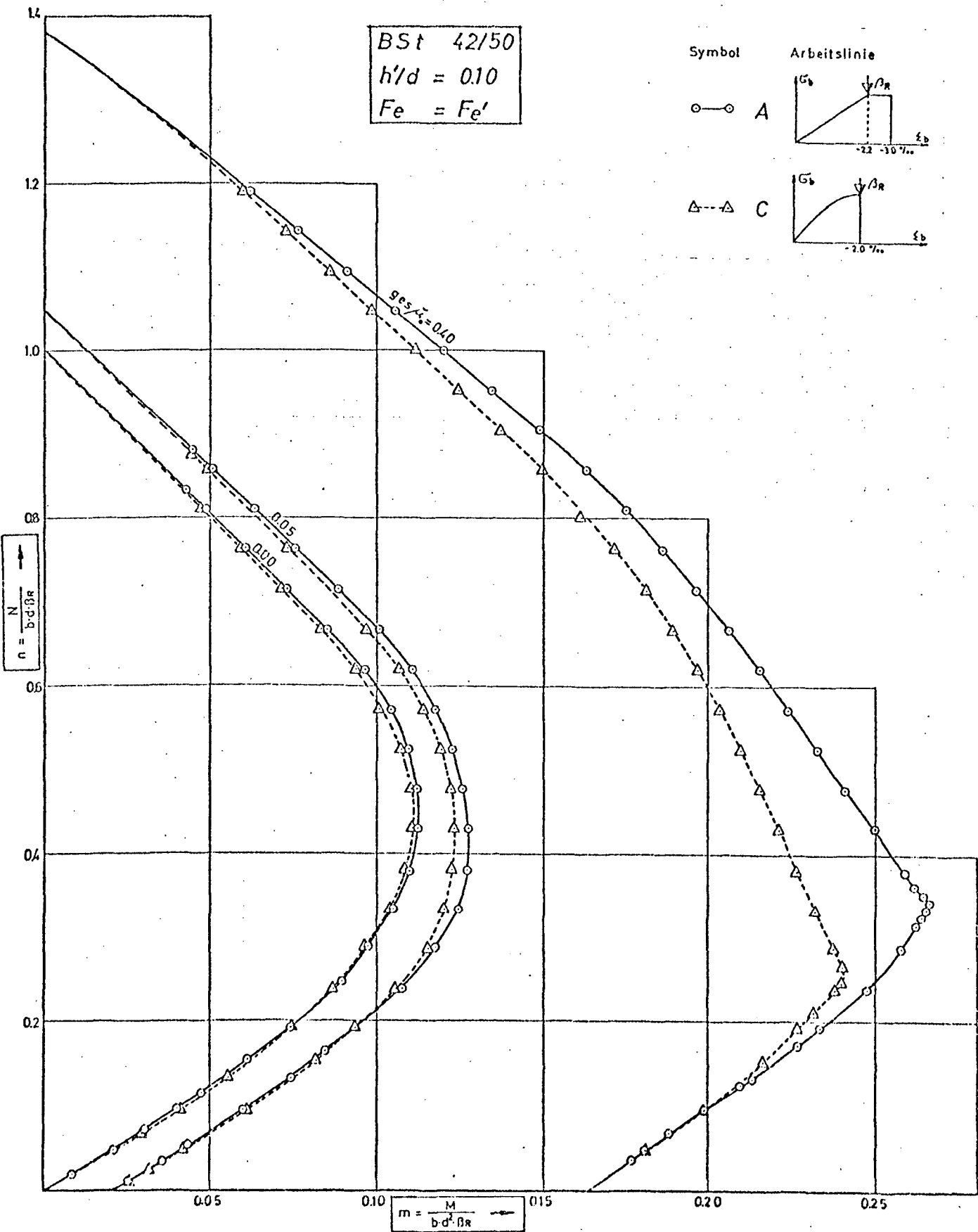


Bild 3.2-3 Interaktionsdiagramme für Arbeitslinie B und C

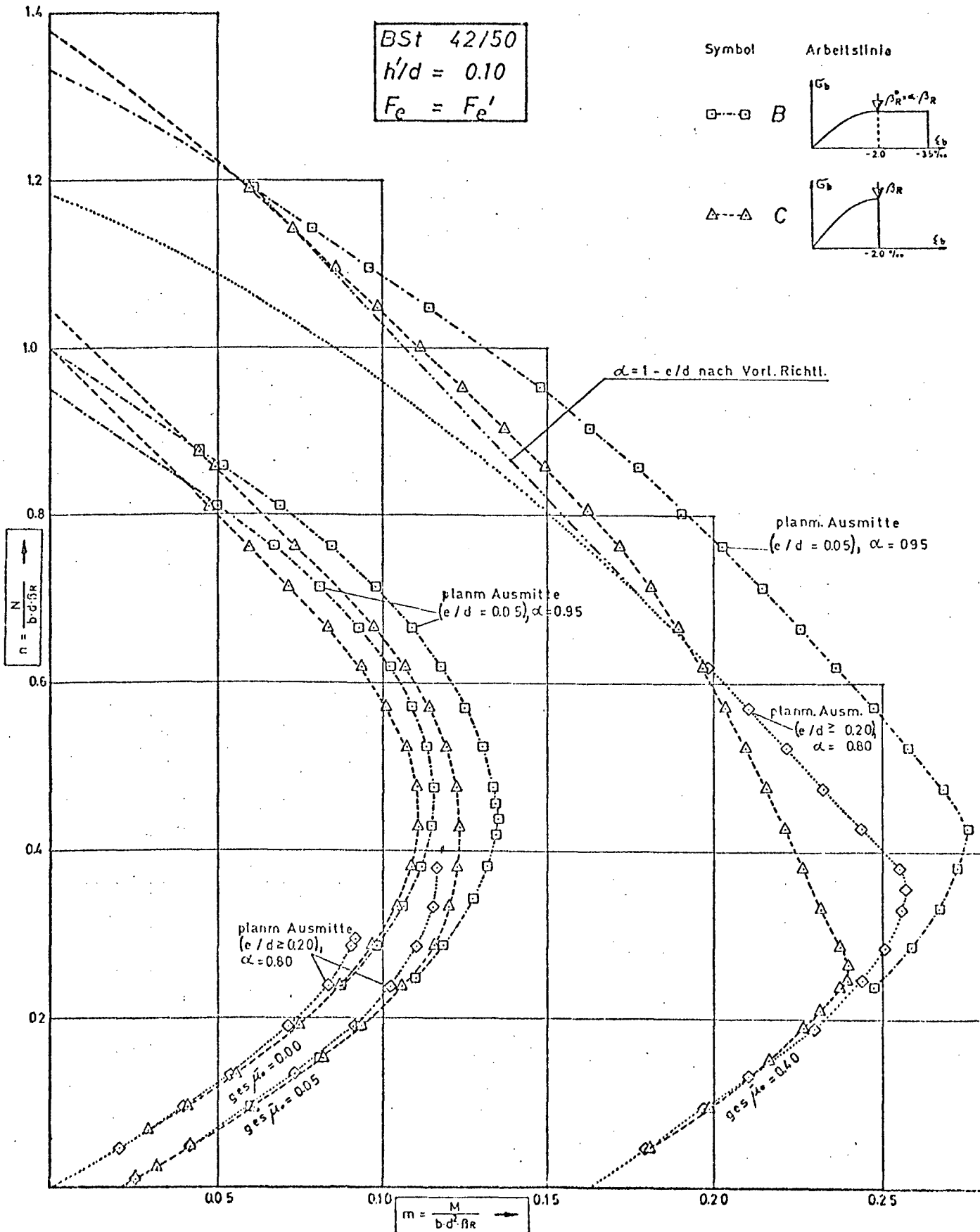


Bild 3.2-7 zeigt zum Vergleich die M/N - Beziehung für alle drei Arbeitslinien auf einem Blatt. Für $s_k/d = 10$ ergeben sich etwa identische Kurven. Mit wachsender Schlankheit zeigen die mit den Arbeitslinien B und C gerechneten Stützen deutlich geringere Momente und damit auch geringere Verformungen, als die nach der "strengen Lösung" gerechneten.

Die Bilder 3.2-8 bis 3.2-11 zeigen die oben angegebenen Beziehungen für unbewehrte Stützen mit geringer Exzentrizität ($e/d = 0,05$). Auch hier werden für die mit den Arbeitslinien B und C gerechneten Stützen mit zunehmender Schlankheit geringere Momente nach Theorie II. Ordnung ermittelt als für die "strenge Lösung". Da eine direkte Kopplung von Moment nach Theorie II. Ordnung und Verformung in Stützenmitte besteht, kann daraus geschlossen werden, daß bei Rechnung mit Arbeitslinie B und C die Stützen eine größere rechnerische Steifigkeit haben als bei der Rechnung nach der "strengen Lösung".

Die Bilder 3.2-12 bis 3.2-15 zeigen die Momenten-Normalkraft-Beziehungen für Stützen mit großem Bewehrungsgrad und einer Exzentrizität von $e/d = 1,00$. Die Form der Arbeitslinie zeigt hier kaum noch Einfluß auf den Momentenzuwachs nach Theorie II. Ordnung. Die Höhe der rechnerischen Traglast wird im wesentlichen durch die Lage der Interaktionskurve bestimmt.

Die Momenten-Normalkraftbeziehungen für Stützen mit geringem Bewehrungsgrad und einer Exzentrizität $e/d = 0,30$ sind in Bild 3.2-16 bis Bild 3.2-19 aufgetragen.

Bild 3.2-4 Max. Biegemomente im Verhältnis zum Interaktionsdiagramm; Arbeitslinie A

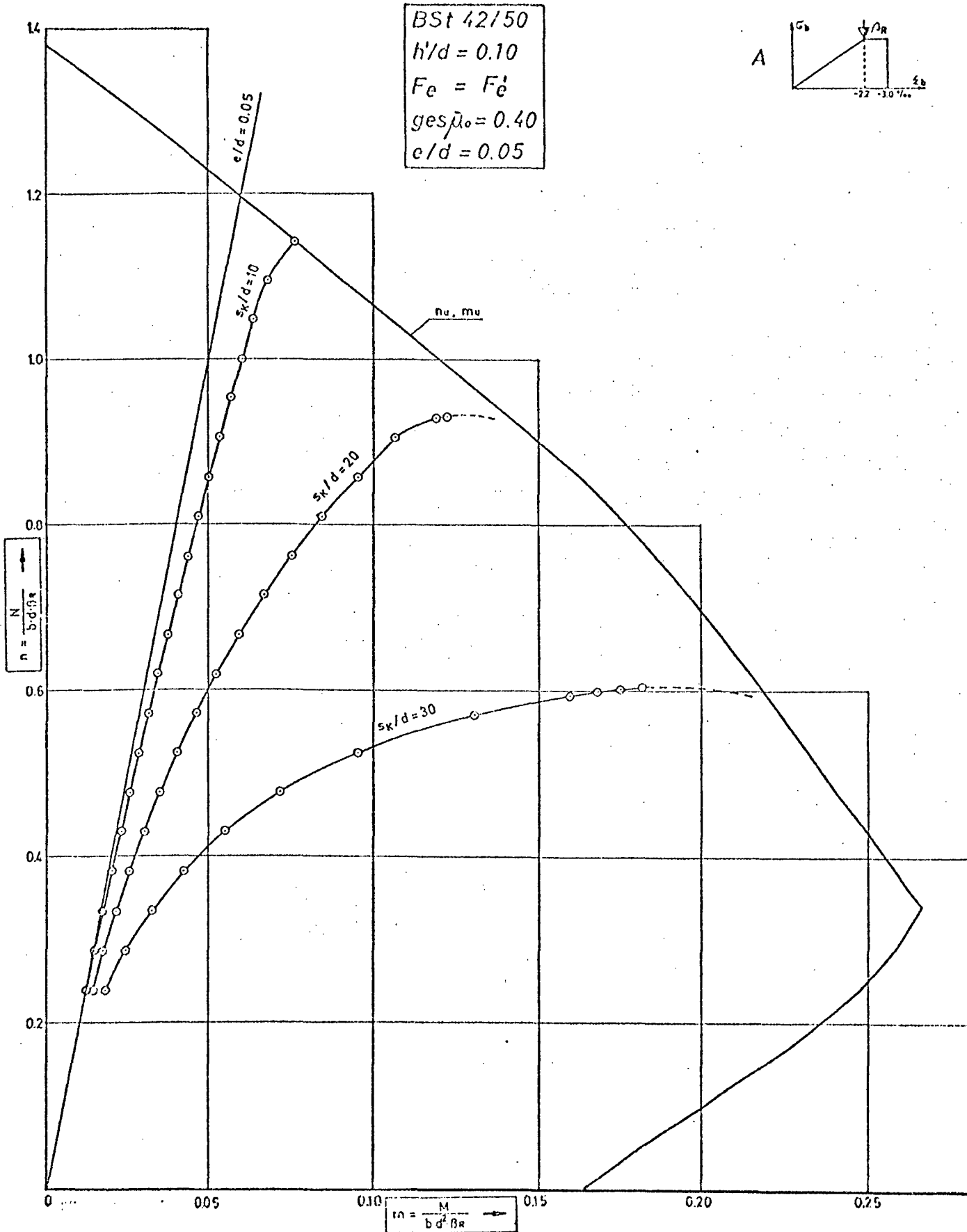


Bild 3.2-5 Max. Biegemomente im Verhältnis zum Interaktionsdiagramm; Arbeitslinie B

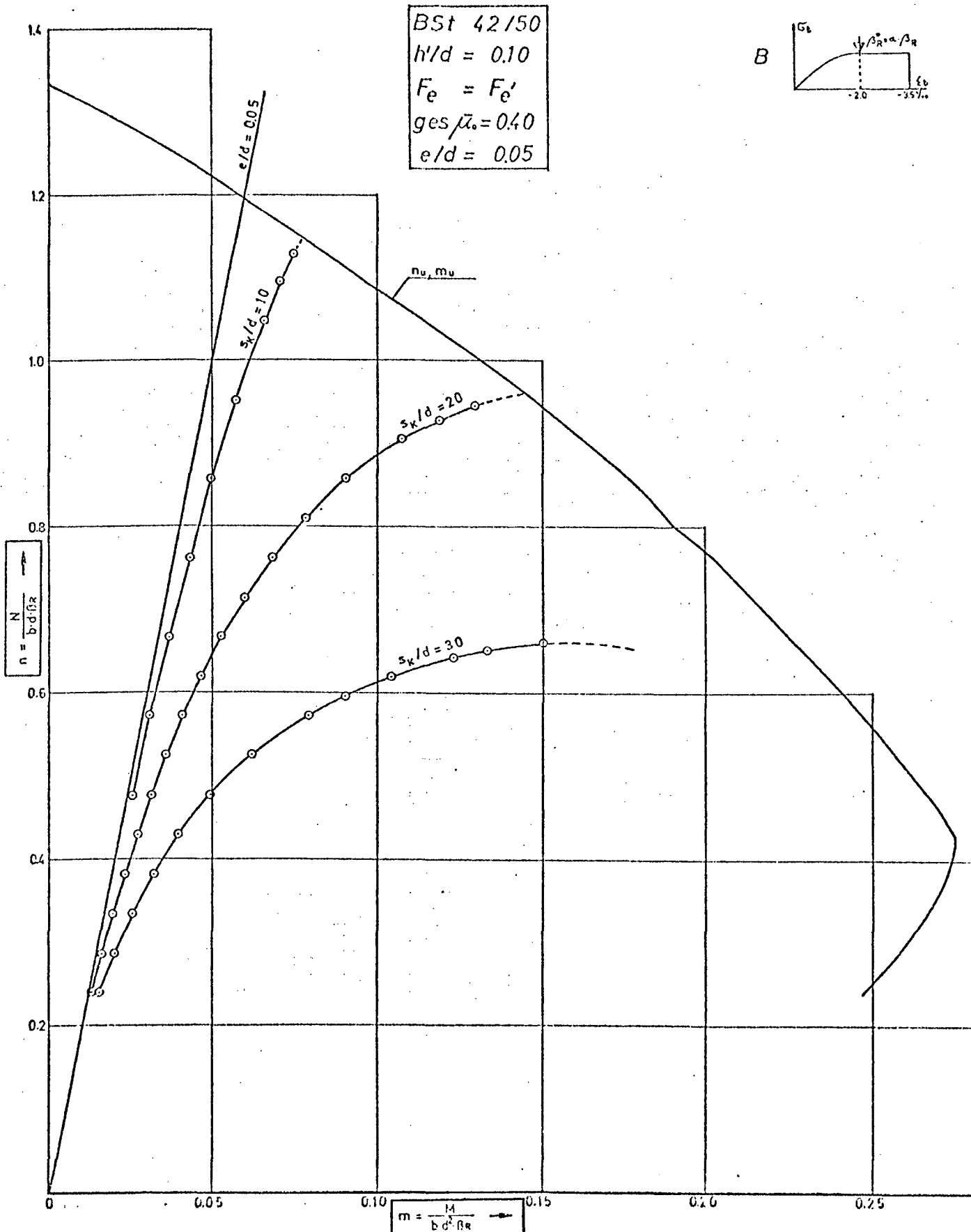


Bild 3.2-6 Max. Biegemomente im Verhältnis zum Interaktionsdiagramm; Arbeitslinie C

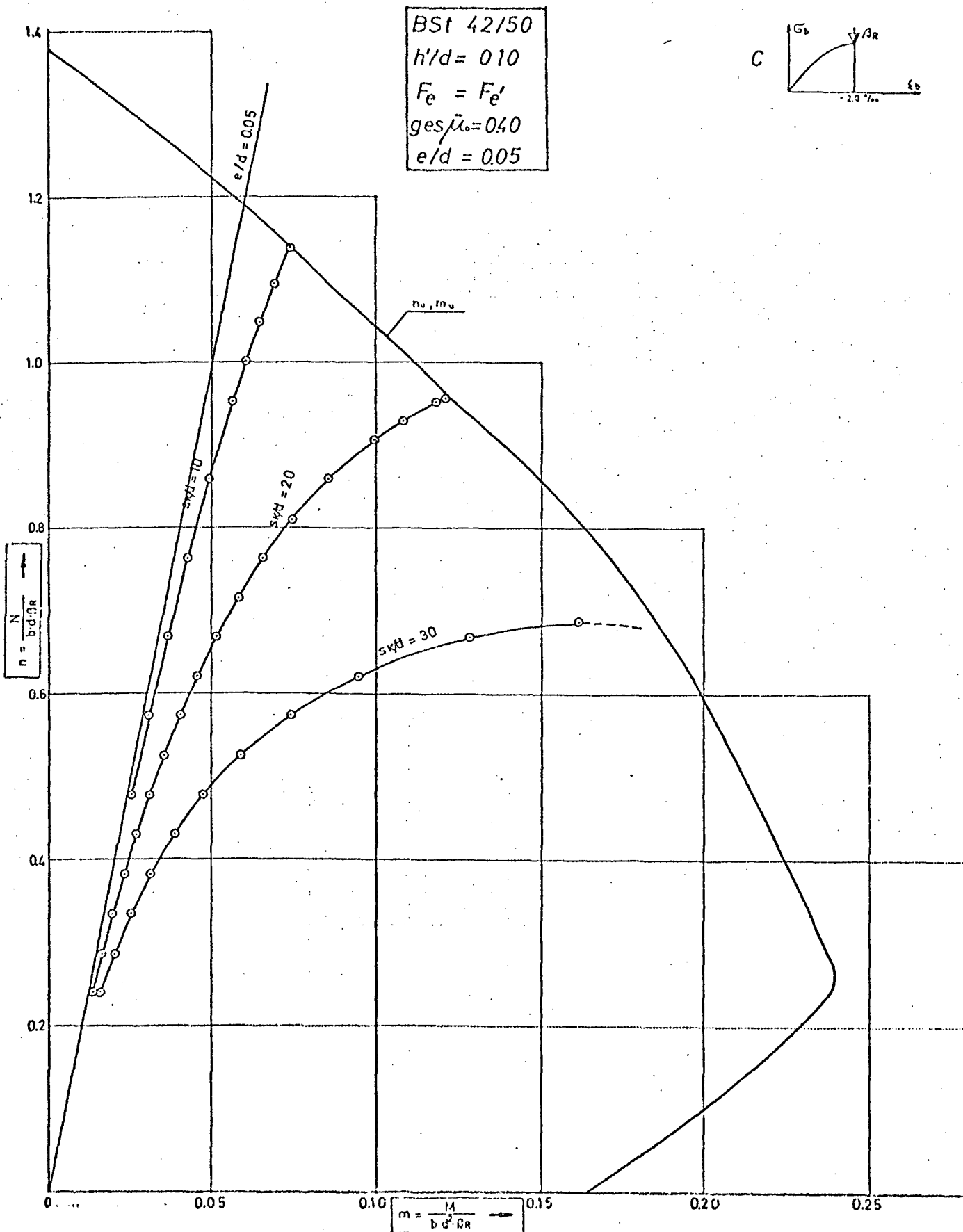


Bild 3.2-7 Vergleich der max. Biegemomente für die drei untersuchten Arbeitslinien

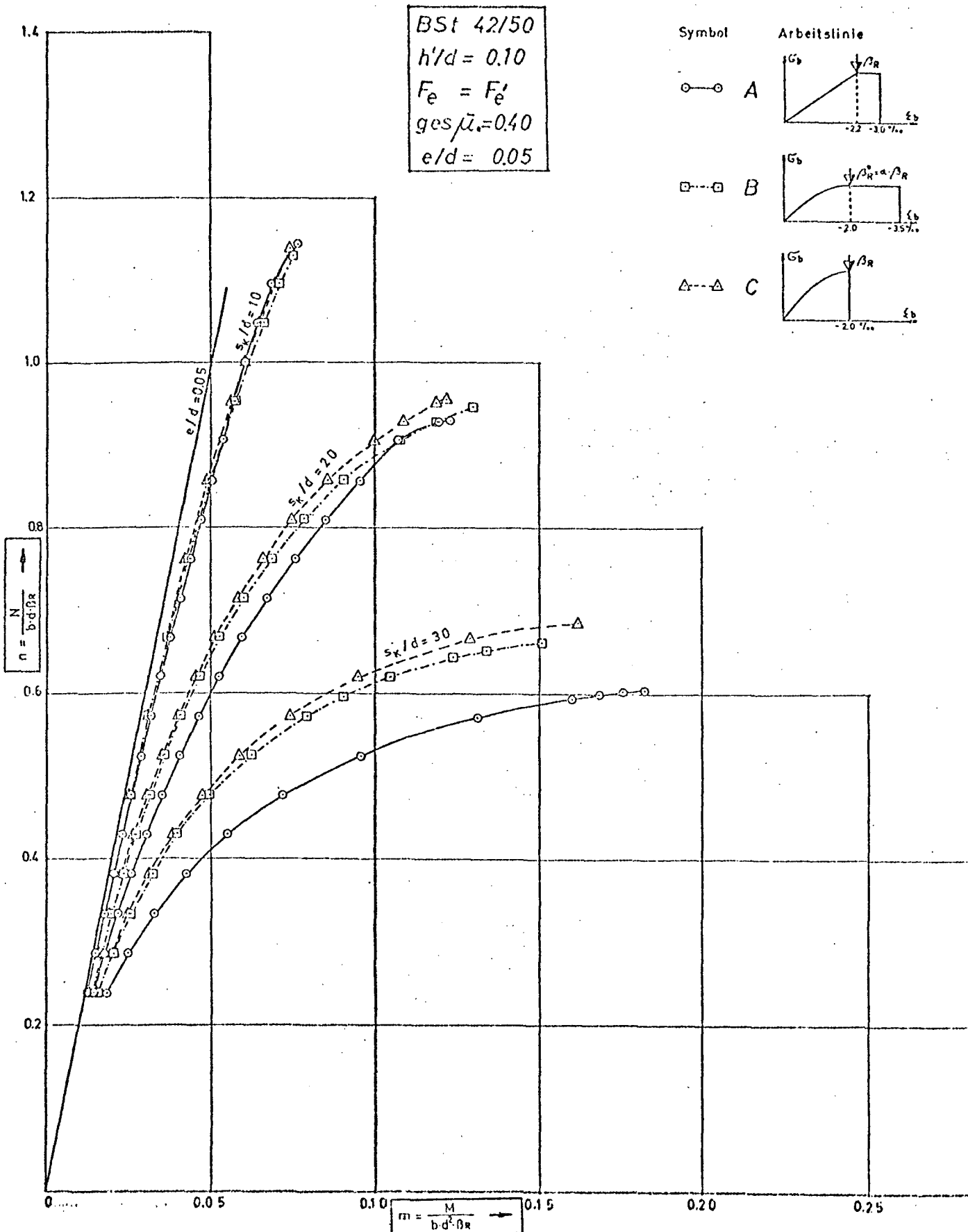


Bild 3.2-8 Max. Biegemomente und Interaktionsdiagramm;
Arbeitslinie A

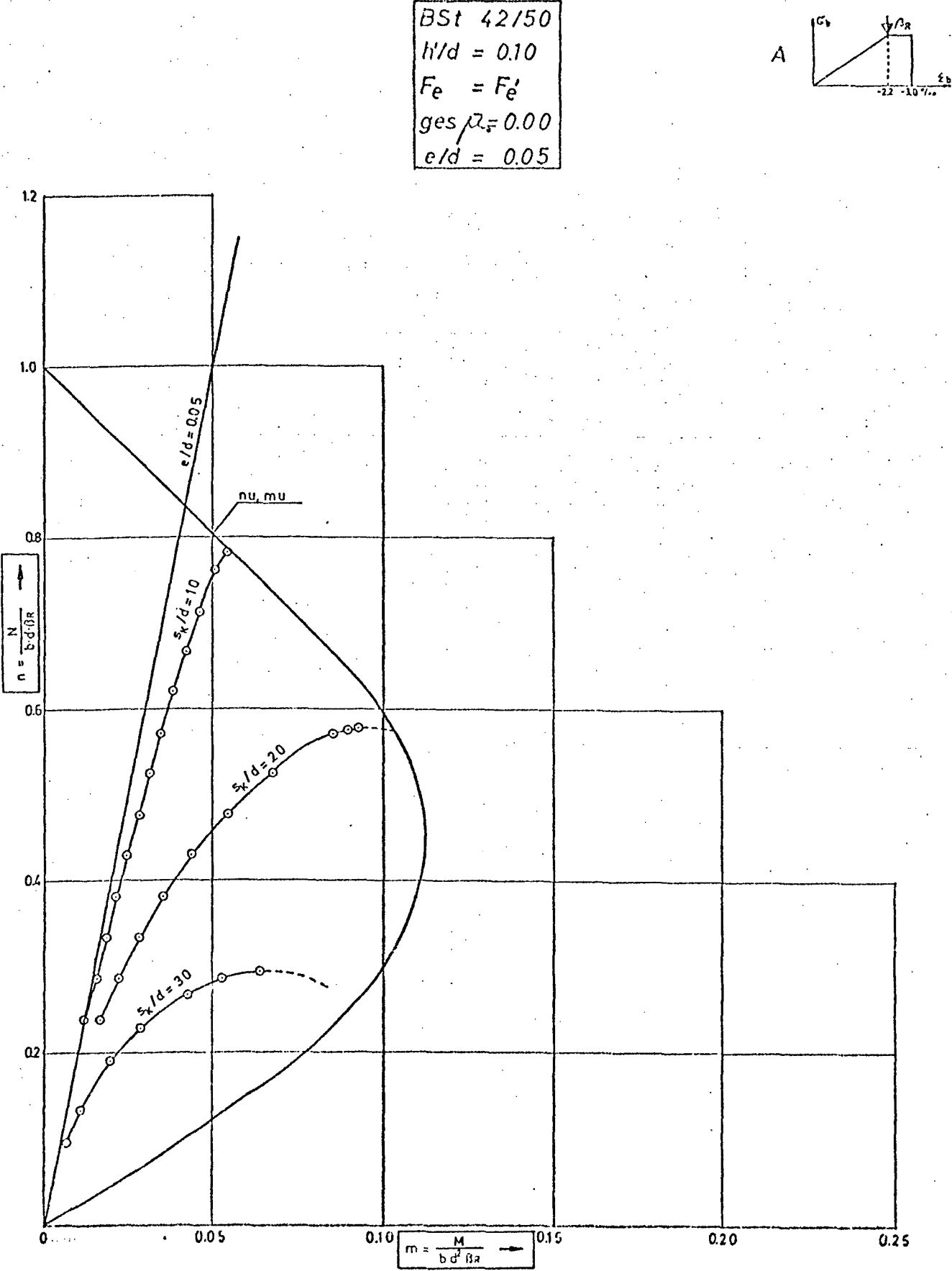


Bild 3.2-9 Max. Biegemomente und Interaktionsdiagramm;
Arbeitslinie B

BSt 42/50
 $h'/d = 0.10$
 $F_e = F_e'$
 $\text{ges } \bar{\mu}_s = 0.00$
 $e/d = 0.05$

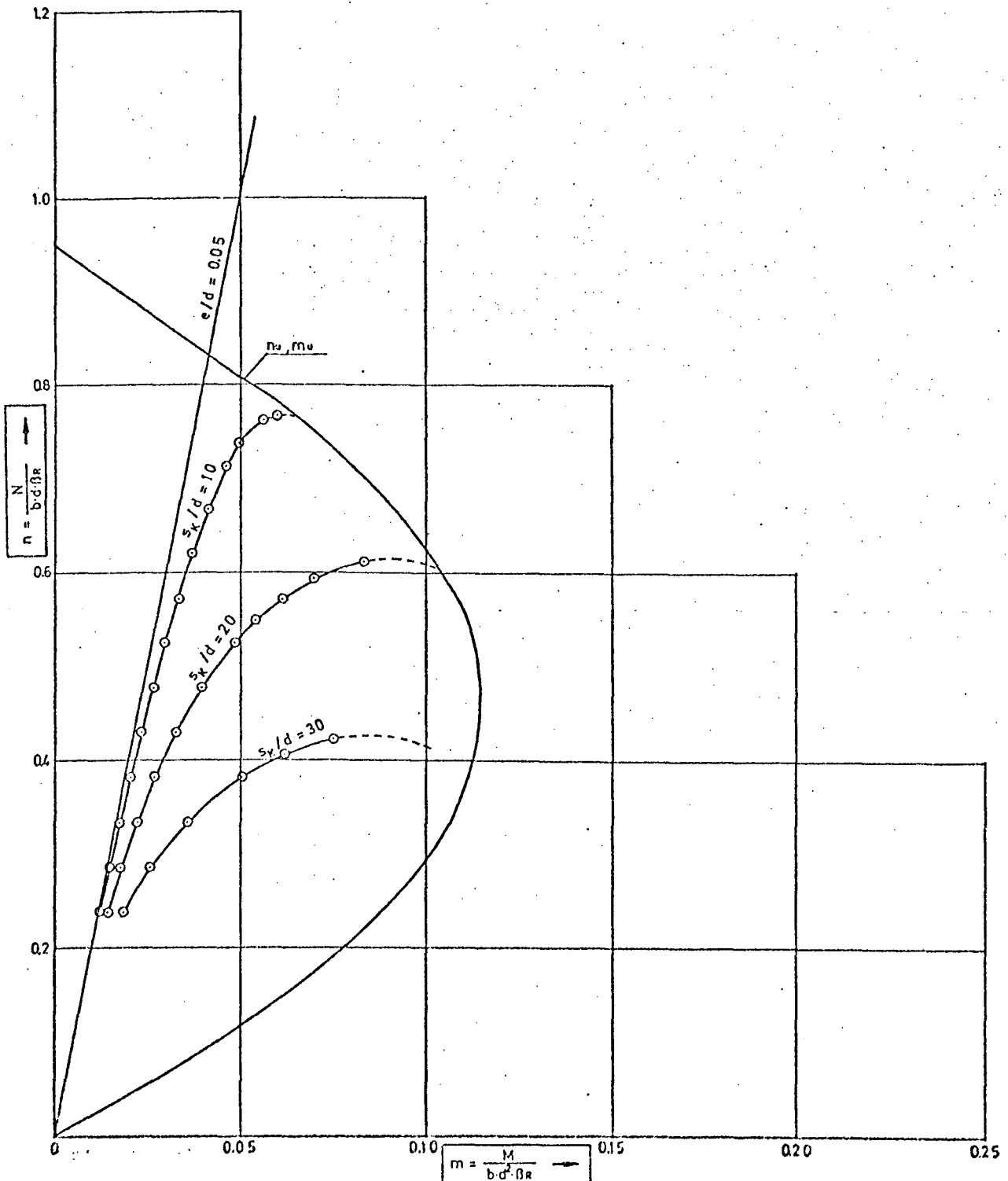
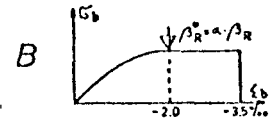


Bild 3.2-10 Max. Biegemomente und Interaktionsdiagramm;
Arbeitslinie C

BSt 42/50
 $h'/d = 0.10$
 $F_e = F_e'$
 ges $\bar{\mu}_s = 0.00$
 $e/d = 0.05$

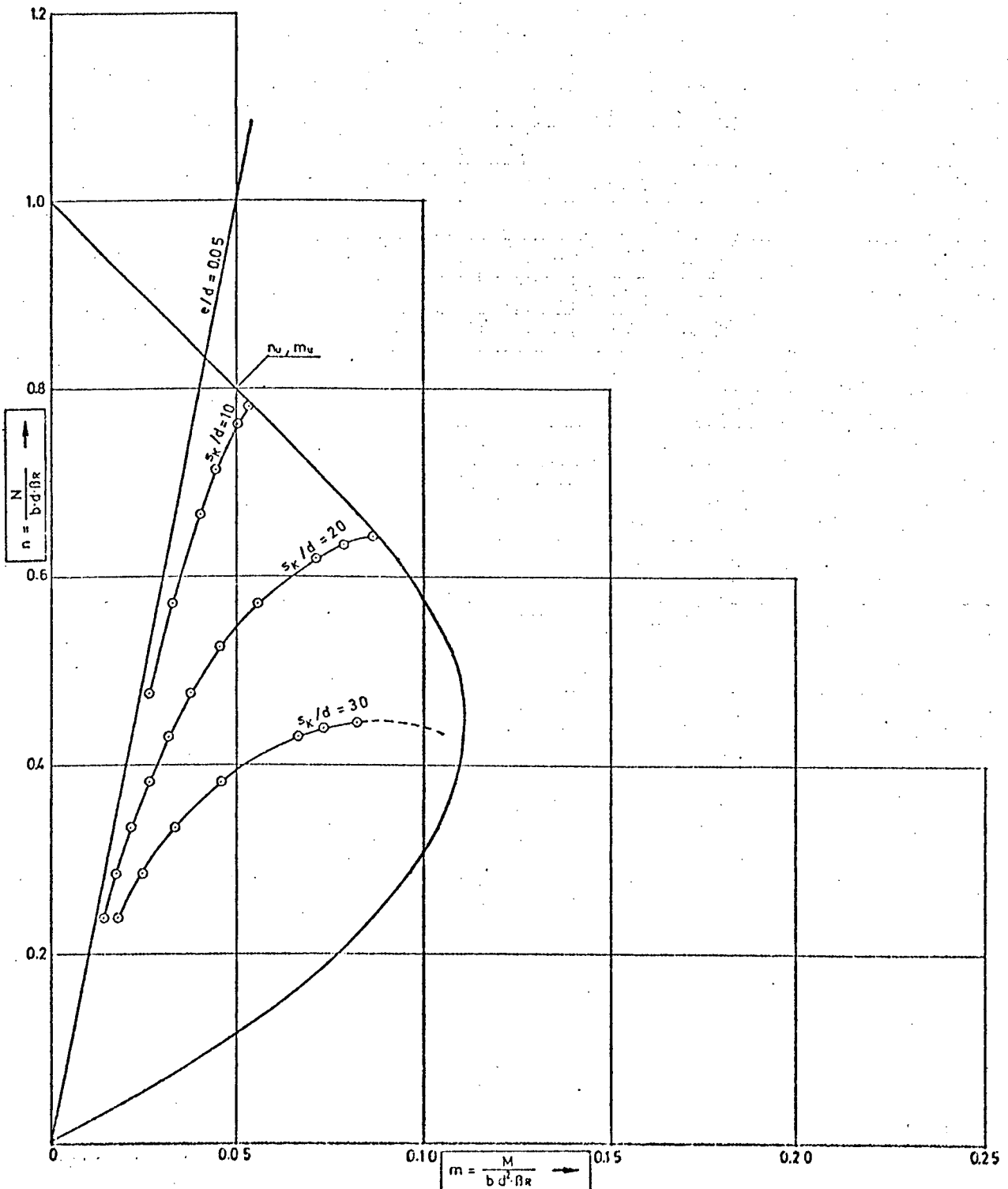
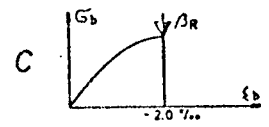


Bild 3.2-11 Vergleich der max. Biegemomente für die drei untersuchten Arbeitslinien

BSt 42/50
 $h'/d = 0.10$
 $F_e = F_e'$
 ges $\bar{\mu}_e = 0.00$
 $e/d = 0.05$

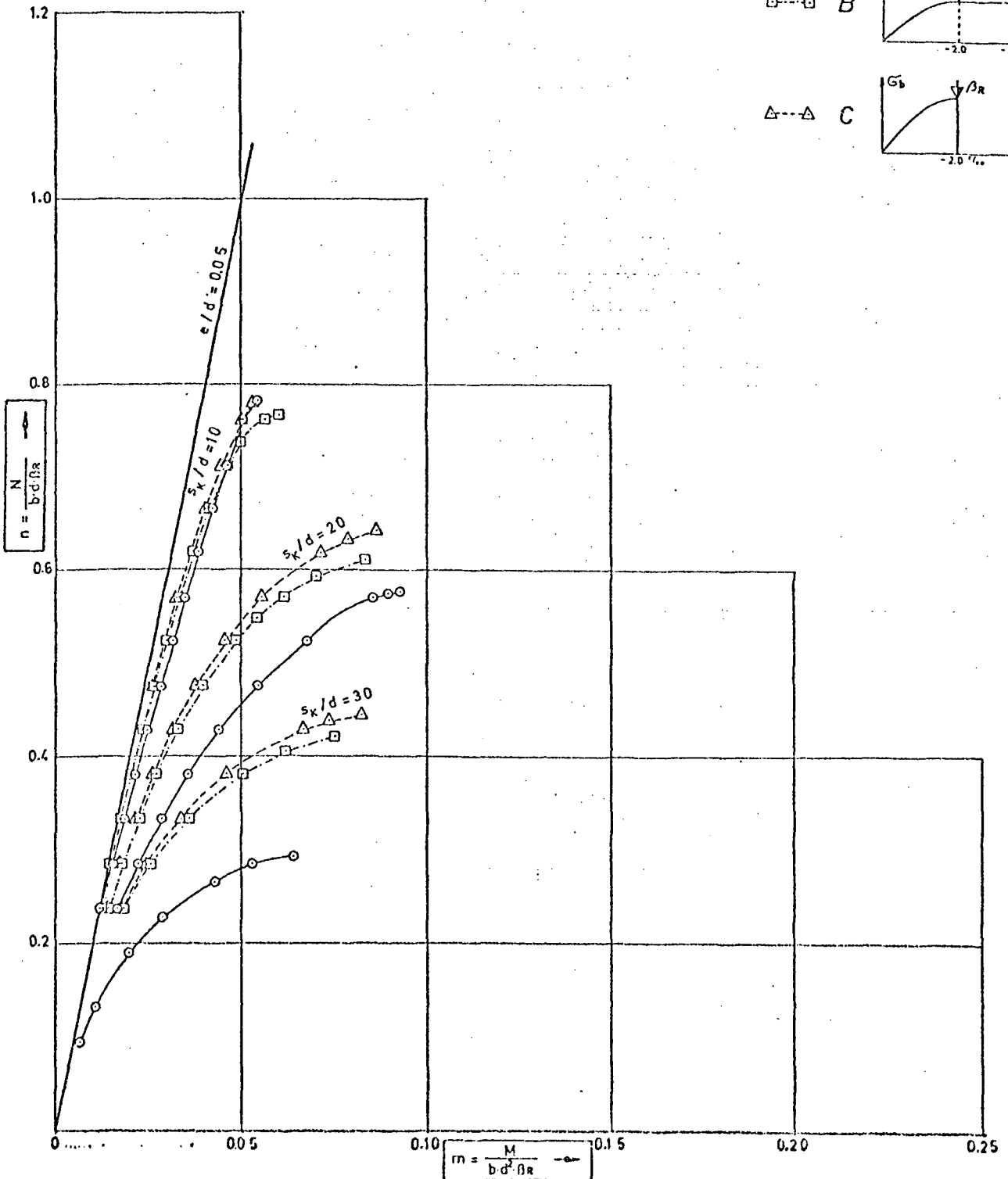
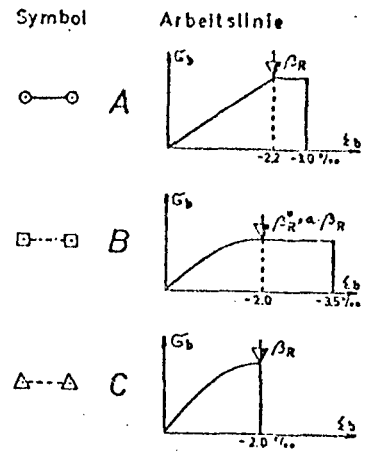


Bild 3.2-13 Max. Biegemomente und Interaktionsdiagramm;
Arbeitslinie B

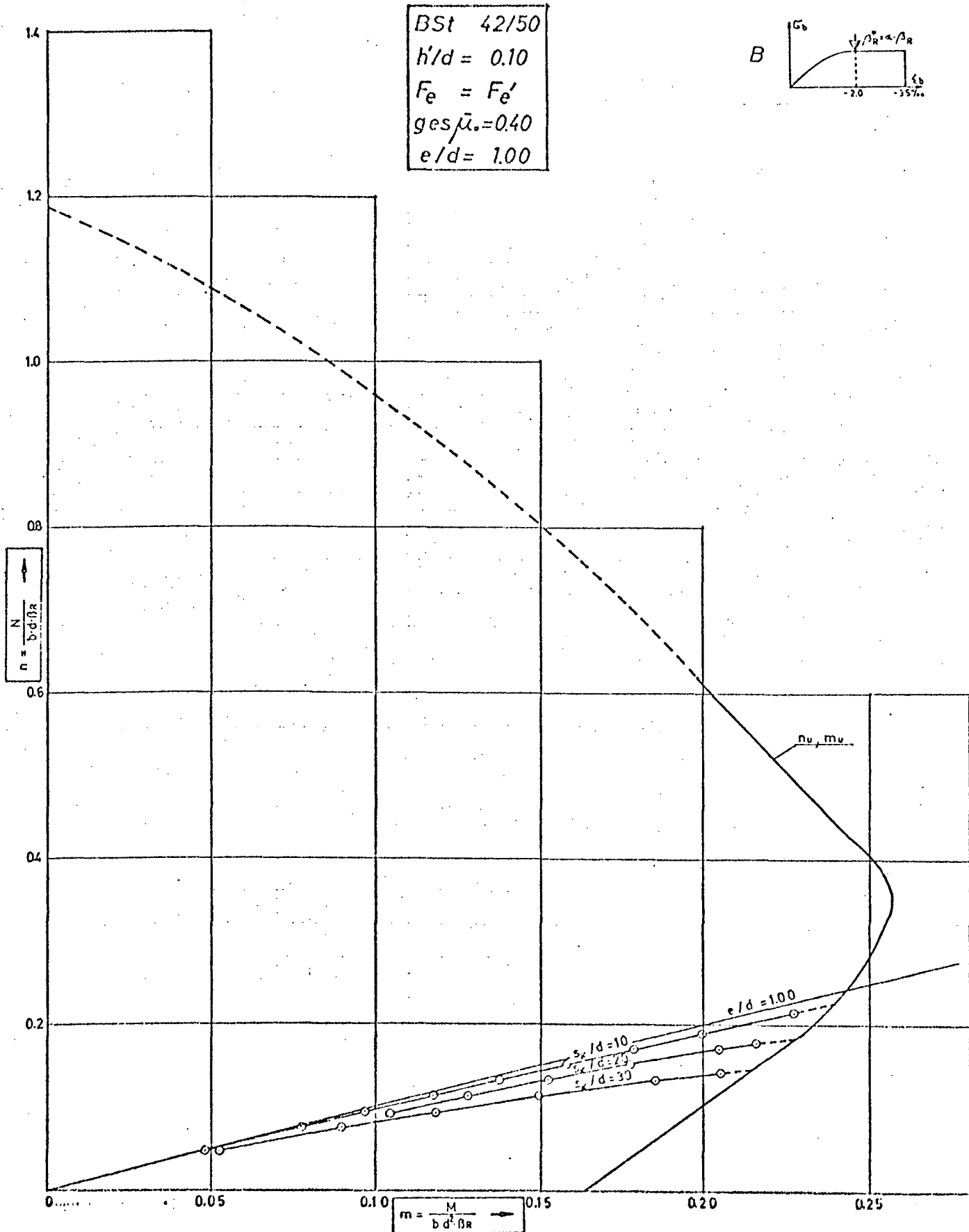


Bild 3.2-14 Max. Biegemomente und Interaktionsdiagramm;
Arbeitslinie C

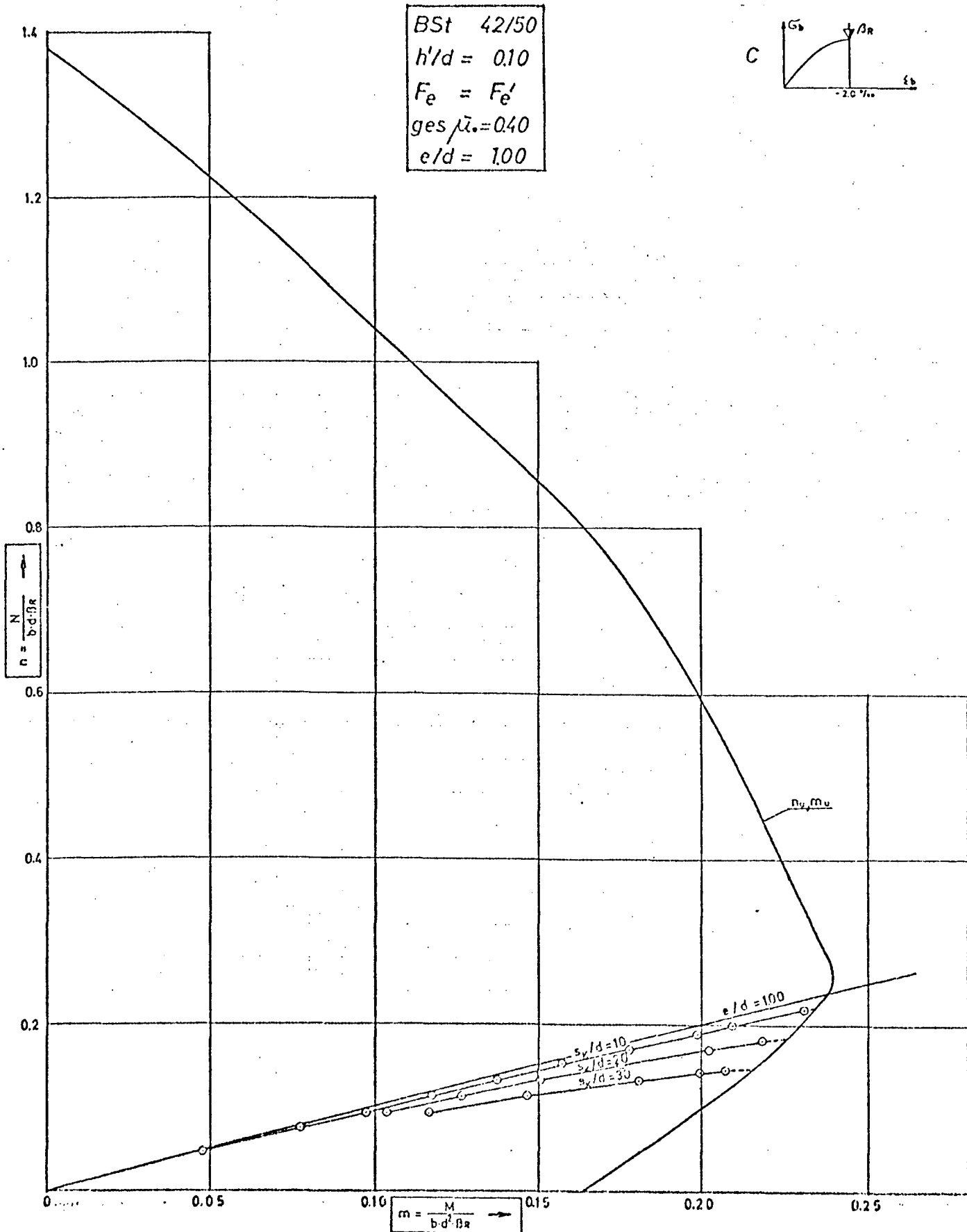


Bild 3.2-15 Vergleich der max. Biegemomente für die drei untersuchten Arbeitslinien

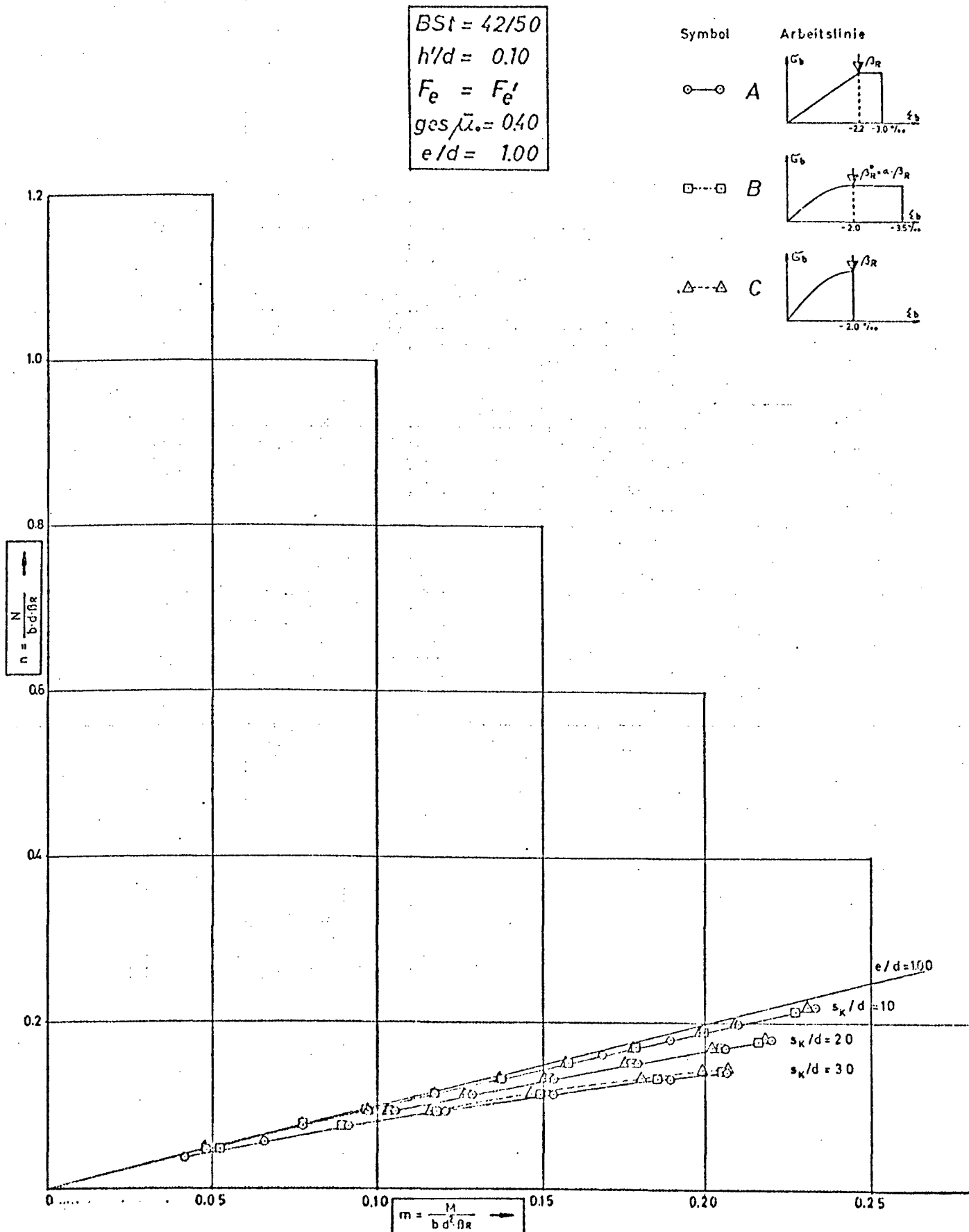


Bild 3.2-16 Max. Biegemomente und Interaktionsdiagramm;
Arbeitslinie A

BSt 42/50
 $h'/d = 0.10$
 $F_e = F_e'$
 $ges \bar{\mu} = 0.05$
 $e/d = 0.30$

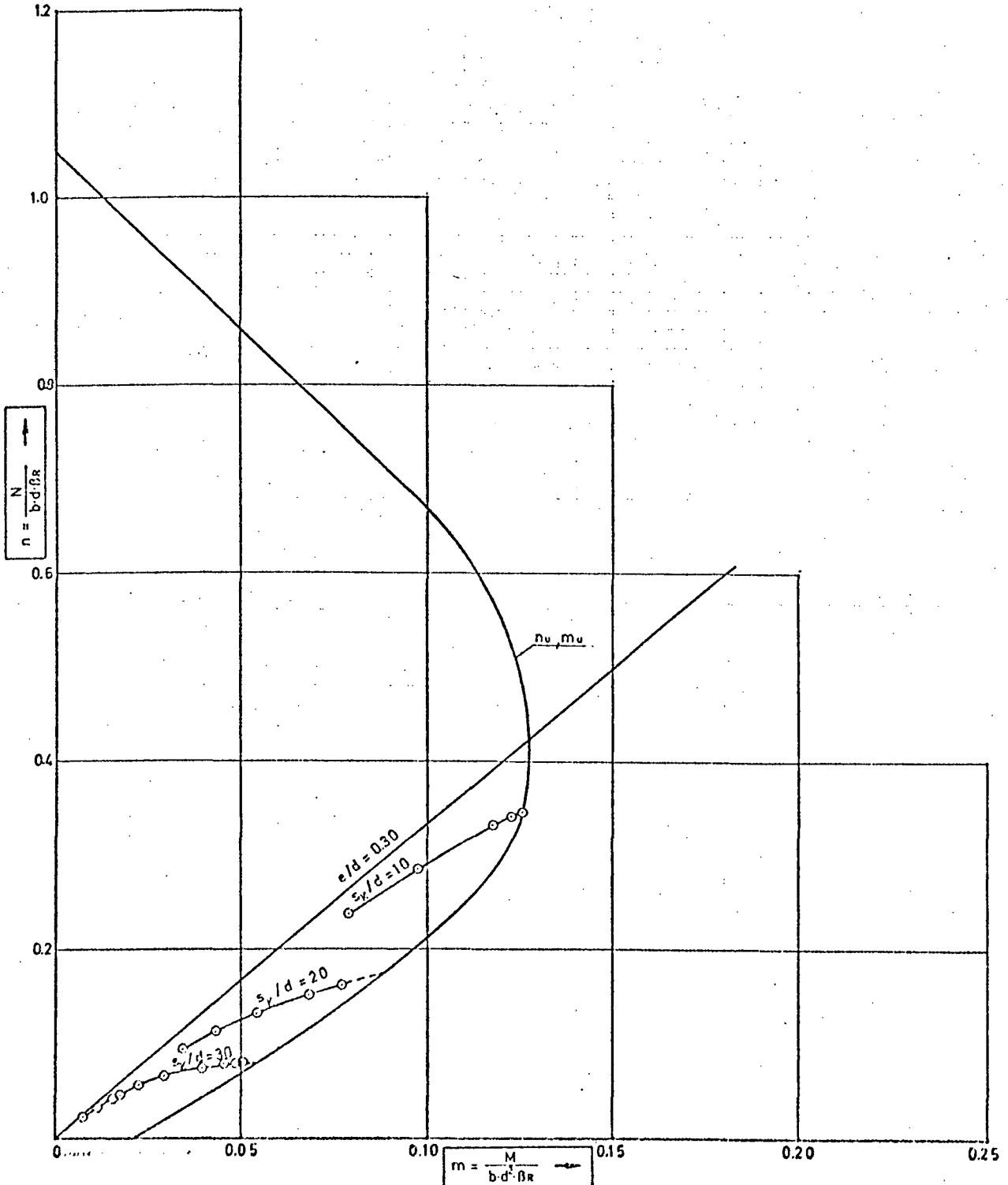
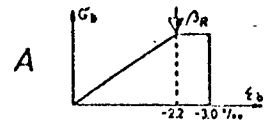


Bild 3.2-17 Max. Biegemomente und Interaktionsdiagramm;
Arbeitslinie B

BSt 42/50
 $h'/d = 0.10$
 $F_e = F_e'$
 $\text{ges } \bar{\mu}_s = 0.05$
 $e/d = 0.30$

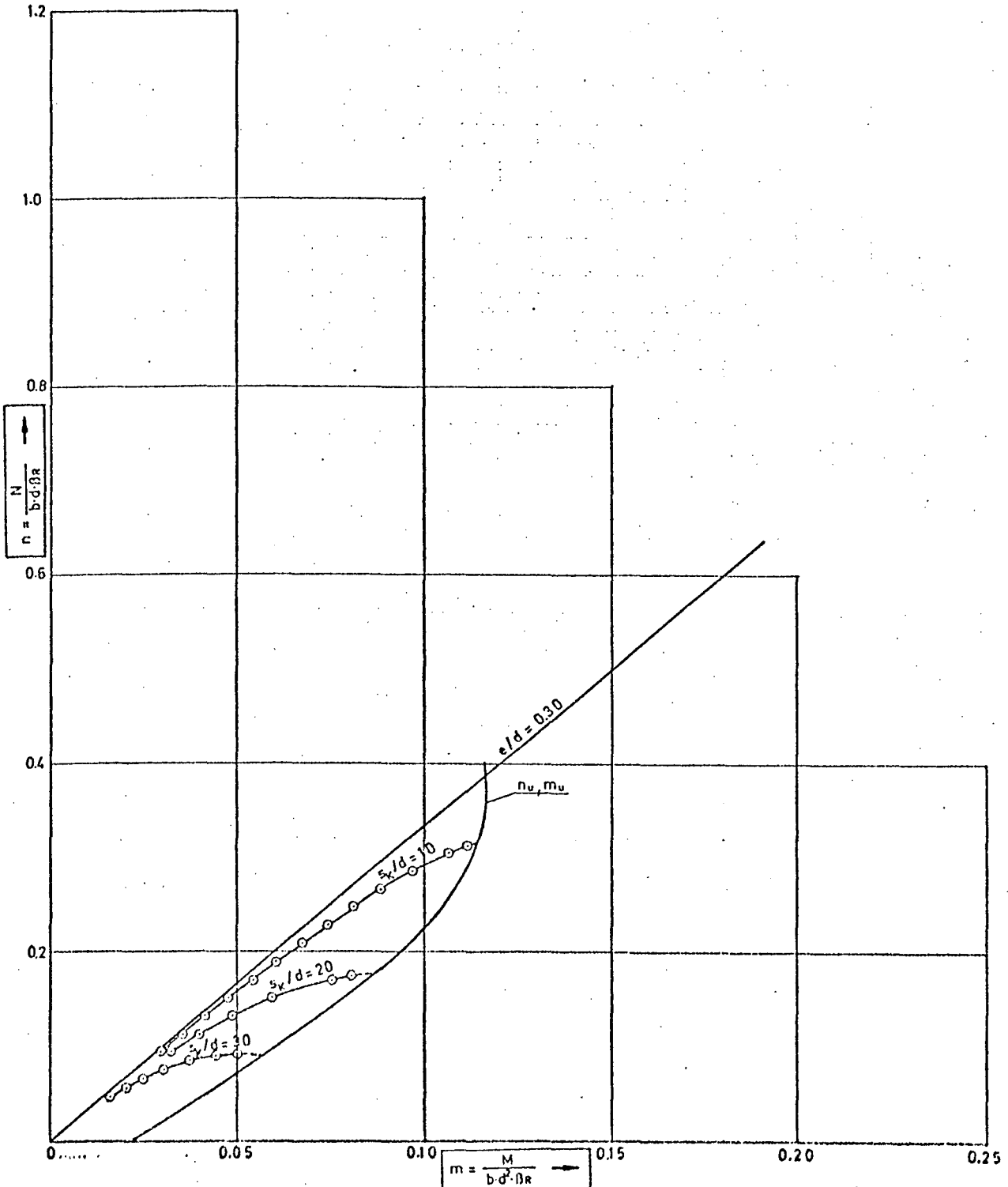
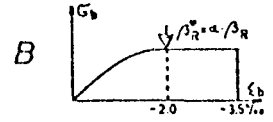


Bild 3.2-18 Max. Biegemomente und Interaktionsdiagramm;
Arbeitslinie C

BSI 42/50
 $h'/d = 0.10$
 $F_e = F_e'$
 ges. $\bar{\mu} = 0.05$
 $e/d = 0.30$

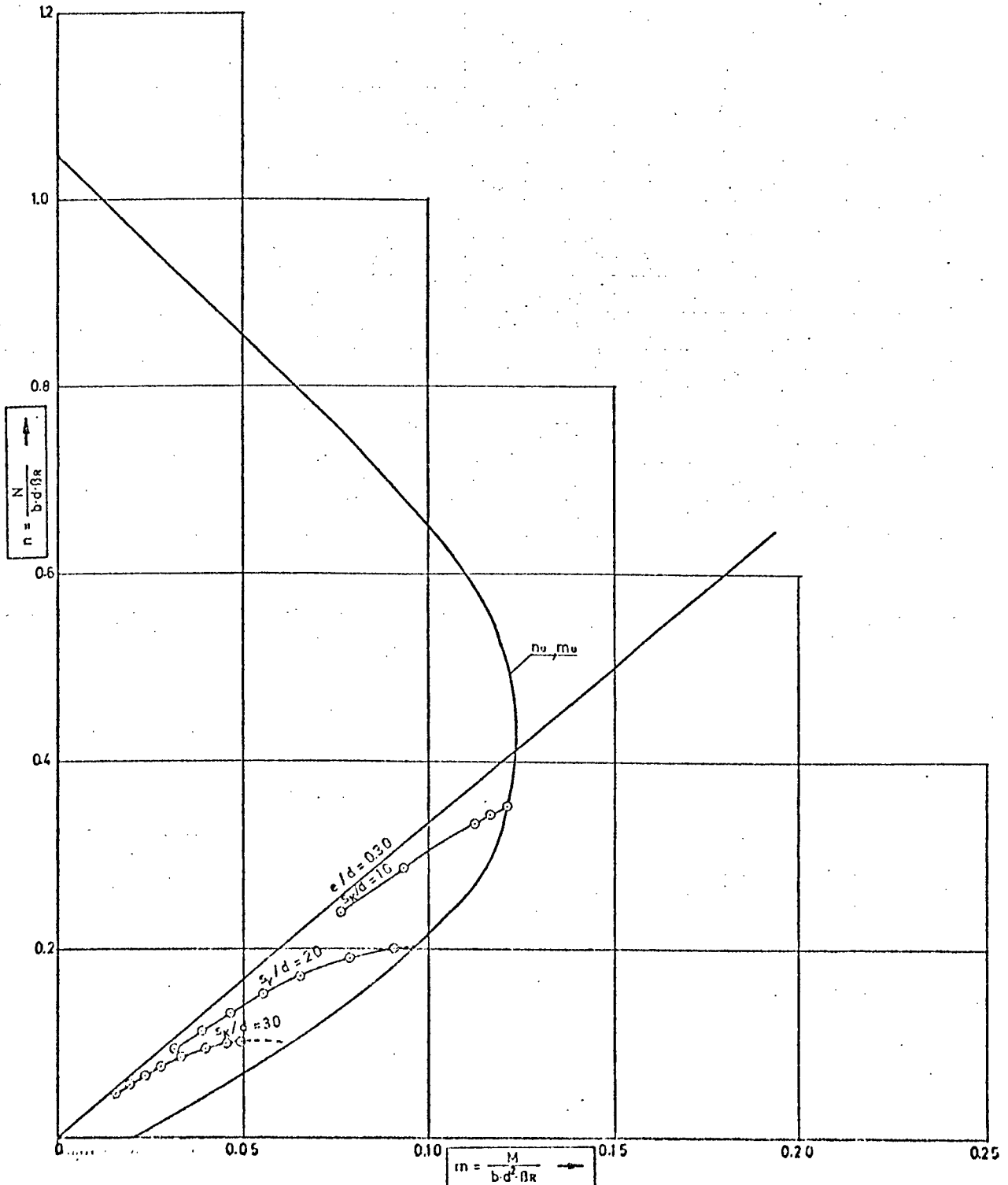
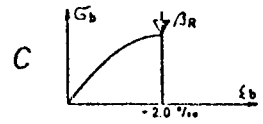
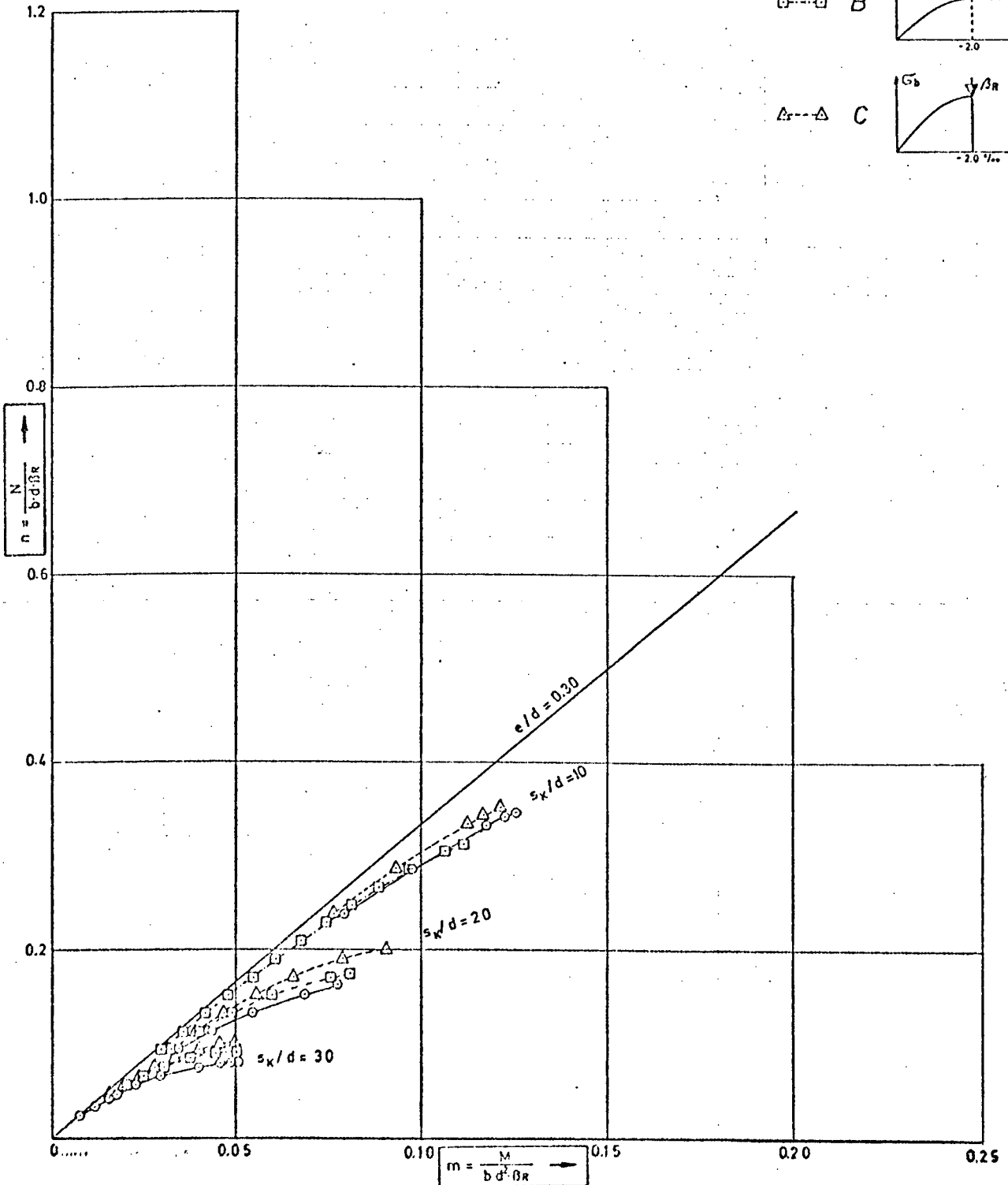
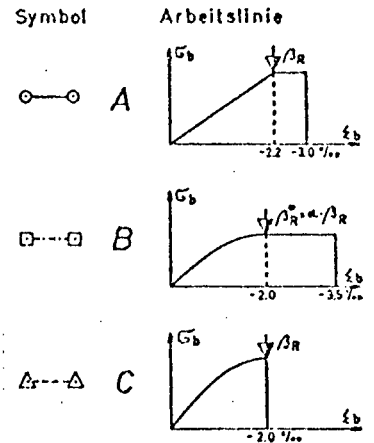


Bild 3.2-19 Vergleich der max. Biegemomente für die drei untersuchten Arbeitslinien

$BSt\ 42/50$
 $h'/d = 0,10$
 $F_e = F_e'$
 $ges\ \bar{\mu}_s = 0,05$
 $e/d = 0,30$



3.2.3 Traglasten

Bild 3.2-20 zeigt die rechnerischen Traglasten in Abhängigkeit von der Schlankheit und der planmäßigen Ausmitte e/d für stark bewehrte Stützen. Für mäßig schlanke Stützen ($s_k/d \leq 20$) besteht bei kleiner Lastausmitte eine gute Übereinstimmung der nach Theorie II. Ordnung ermittelten Traglasten für alle zur Untersuchung herangezogenen Arbeitslinien. Mit zunehmender Schlankheit weichen die nach Arbeitslinie B und C ermittelten Traglasten von der "strengen Lösung" zur unsicheren Seite ab. Die Abweichungen erreichen bei $s_k/d = 30$ etwa 10 % für die Arbeitslinie B und etwa 13 % für die Arbeitslinie C. Die nach dem Näherungsverfahren (17.4.3, DIN 1045) für Druckglieder mit mäßiger Schlankheit unter Berücksichtigung der zusätzlichen Ausmitte f errechneten Traglasten für Arbeitslinie B und C sind zum Vergleich mit eingetragen. Da in den nach Theorie II. Ordnung ermittelten Traglasten der Einfluß der ungewollten Ausmitte e_u nicht enthalten ist, wurde bei der Berechnung nach dem Näherungsverfahren die zusätzliche Ausmitte f um die ungewollte Ausmitte $e_u = s_k/300$ abgemindert. Die Näherung liefert im Bereich $s_k/d = 0$ bis $s_k/d = 7$ um etwa 1 % höhere Werte als die "strenge Lösung". Für höhere Schlankheiten liegen die Abweichungen auf der sicheren Seite und wachsen bis $s_k/d = 20$ auf etwa 9 % an.

Für $e/d = 0,30$ liefern die Arbeitslinien B und C im Bereich mäßiger Schlankheit gegenüber der "strengen Lösung" nach Arbeitslinie A auf der sicheren Seite liegende Werte. Die Abweichungen liegen zwischen 0 % und etwa 6 %. Für größere Schlankheiten liegt die Kurve der "strengen Lösung" zwischen denen nach Arbeitslinie B und C. Arbeitslinie C liegt etwa auf der unsicheren Seite. Die Abweichungen nach dem Näherungsverfahren betragen bei $s_k/d = 20$ für Arbeitslinie B etwa 8 % und für Arbeitslinie C etwa 14 % zur sicheren Seite.

Für $e/d = 1,00$ liefern alle Arbeitslinien im gesamten untersuchten Schlankheitsbereich etwa die gleichen Traglasten. Der Einfluß der Form der Arbeitslinie auf die Tragfähigkeit ist für große Exzentrizitäten also gering. Die Abweichungen der Näherungslösungen sind ebenfalls klein. Sie betragen maximal 3 % der "strengen Lösung" für $s_k/d = 6$.

Bild 3.2-21 zeigt die rechnerische Traglast in Abhängigkeit von der Schlankheit und der planmäßigen Ausmitte e/d für gering bewehrte Stützen. Für geringe planmäßige Lastausmitten ($e/d = 0,05$) und mäßige Schlankheit stimmen auch hier die mit den drei Arbeitslinien errechneten Traglastkurven etwa überein. Mit zunehmender Schlankheit werden die Abweichungen gegenüber der "strengen Lösung" größer als bei stark bewehrten Stützen. Für $s_k/d = 30$ beträgt die Abweichung gegenüber der "strengen Lösung" etwa 40 % zur unsicheren Seite. Die Näherungen mit "f" liefern für $s_k/d = 20$ um etwa 2 % auf der sicheren Seite liegende Lösungen.

Für $e/d = 0,30$ liefert die Arbeitslinie B im Schlankheitsbereich $s_k/d = 0$ bis etwa $s_k/d = 15$ gegenüber der "strengen Lösung" auf der sicheren Seite liegende Werte. Die Abweichung beträgt maximal etwa 10 %. Mit zunehmender Schlankheit liegen die Werte nach Arbeitslinie B auf der unsicheren Seite. Für $s_k/d = 30$ beträgt die Abweichung etwa 15 %. Arbeitslinie C liefert bis $s_k/d = 10$ etwa gleichgroße Werte wie die "strenge Lösung". Für Schlankheiten $s_k/d \geq 10$ werden auf der unsicheren Seite liegende Traglasten ermittelt. Die Abweichungen betragen für $s_k/d = 20$ etwa 25 % und für $s_k/d = 30$ etwa 30 %. Die Näherung unter Berücksichtigung von f liefert für Arbeitsline B und C auf der sicheren Seite liegende Lösungen. Die Abweichungen betragen für $s_k/d = 20$ etwa 12 %.

Für $e/d = 1,00$ zeigen die Traglastkurven für alle Arbeitslinien einen nahezu geradlinigen Verlauf. Für Arbeitslinie B und C ergeben sich nahezu gleiche Werte. Sie liegen gegenüber der "strengen Lösung" um etwa 25 % auf der unsicheren Seite. Die Näherung mit f liefert hier Traglasten, die etwa 25 % auf der unsicheren Seite liegen.

Bild 3.2-22 zeigt die rechnerischen Traglasten in Abhängigkeit von der Schlankheit s_k/d für die planmäßigen Ausmitten $e/d = 0,05$ und $e/d = 0,30$ bei unbewehrtem Beton. Für geringe planmäßige Ausmitte ($e/d = 0,05$) stimmen bis $s_k/d = 15$ die nach Arbeitslinie B und C ermittelten Traglasten gut mit der "strengen Lösung" überein. Sie liegen in diesem Bereich etwas auf der sicheren Seite. Mit zunehmender Schlankheit ergibt die "strenge Lösung" ein deutlich stärkeres Abfallen der Traglastkurve als Arbeitslinie B und C. Für $s_k/d = 20$ ergeben sich für Arbeitslinie B etwa 6 %, für Arbeitslinie C etwa 12 % Abweichung von der "strengen Lösung" zur unsicheren Seite. Für $s_k/d = 30$ betragen die Abweichungen für B etwa 37 % und für C etwa 51 % zur unsicheren Seite. Die unter Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren für unbewehrten Beton κ und η nach [6] ermittelten Näherungen liegen im allgemeinen im sicheren Bereich. Ein Vergleich mit den Traglastrechnungen nach Theorie II. Ordnung ist jedoch nur mit Einschränkungen möglich, da in den Abminderungsfaktoren κ und η die ungewollte Ausmitte berücksichtigt ist. Für $s_k/d = 20$ beträgt die Abweichung der Näherung etwa 43 % zur sicheren Seite.

Für $e/d = 0,30$ liegt die Traglastkurve für Arbeitslinie B ab $s_k/d = 10$ gegenüber der "strengen Lösung" auf der unsicheren Seite. Für $s_k/d = 20$ ergibt sich eine Abweichung zur unsicheren Seite von etwa 70 % gegenüber der "strengen Lösung". Die nach Arbeitslinie C berechneten Traglasten liegen noch weiter im unsicheren Bereich. Die Abweichung beträgt bei $s_k/d = 10$ etwa 30 %, bei $s_k/d = 20$ etwa 90 % und bei $s_k/d = 30$ etwa 100 % gegenüber der "strengen Lösung".

Die Näherung mit den Abminderungsfaktoren κ und η liefert für $s_k/d = 20$ bei Annahme von Arbeitslinie C eine Traglast, die um etwa 30 % von der "strengen Lösung" zur unsicheren Seite hin abweicht. Würde der Einfluß der ungewollten Ausmitte, der in der Näherungslösung enthalten ist, auch bei der strengen Traglastrechnung nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt, ergäbe das Näherungsverfahren noch weiter auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse.

Bild 3.2-20 Rechnerische Traglasten in Abhängigkeit von der Schlankheit und der planmäßigen Ausmitte

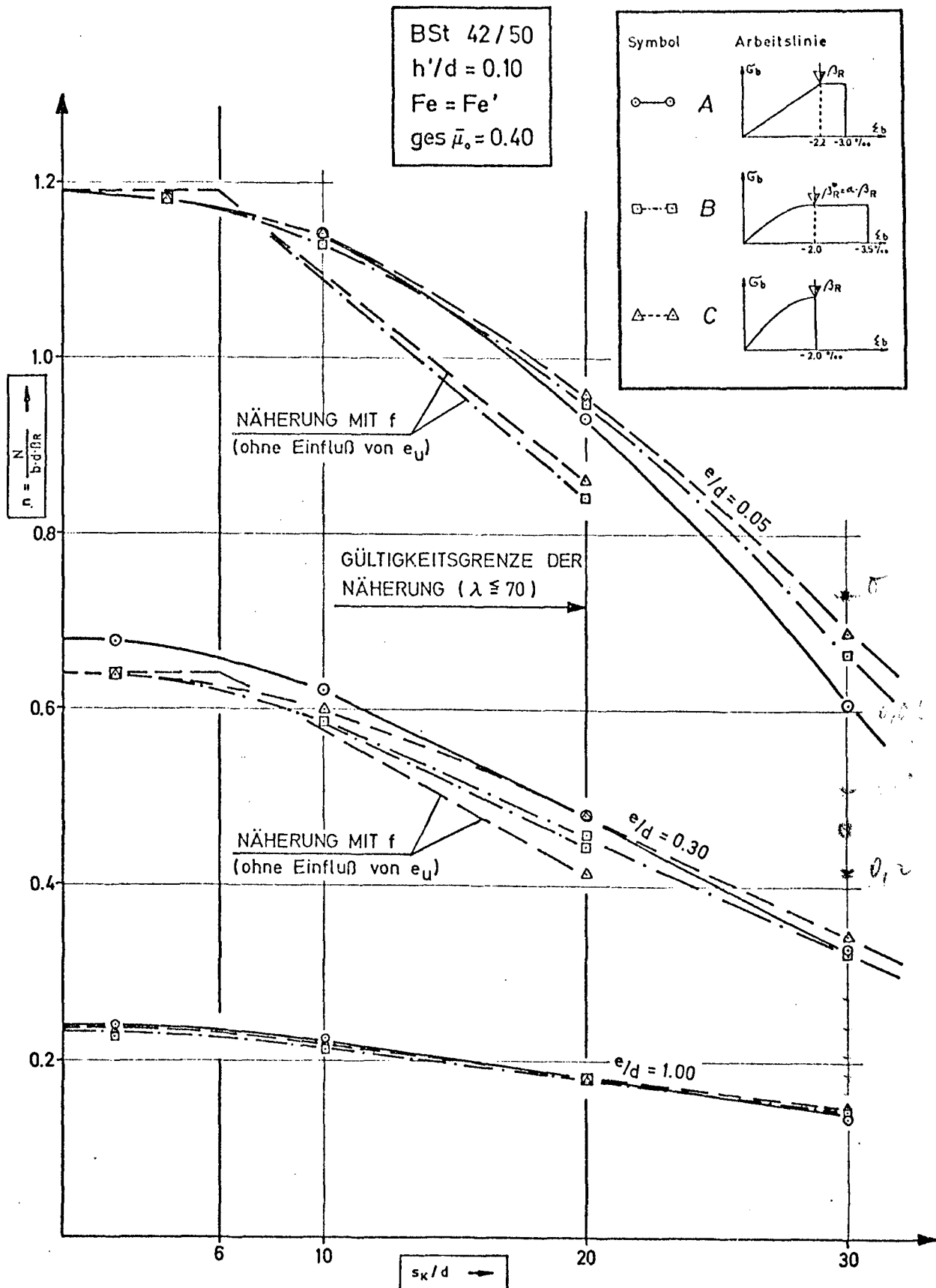


Bild 3.2-21 Rechnerische Traglasten in Abhängigkeit von der Schlankheit und der planmäßigen Ausmitte

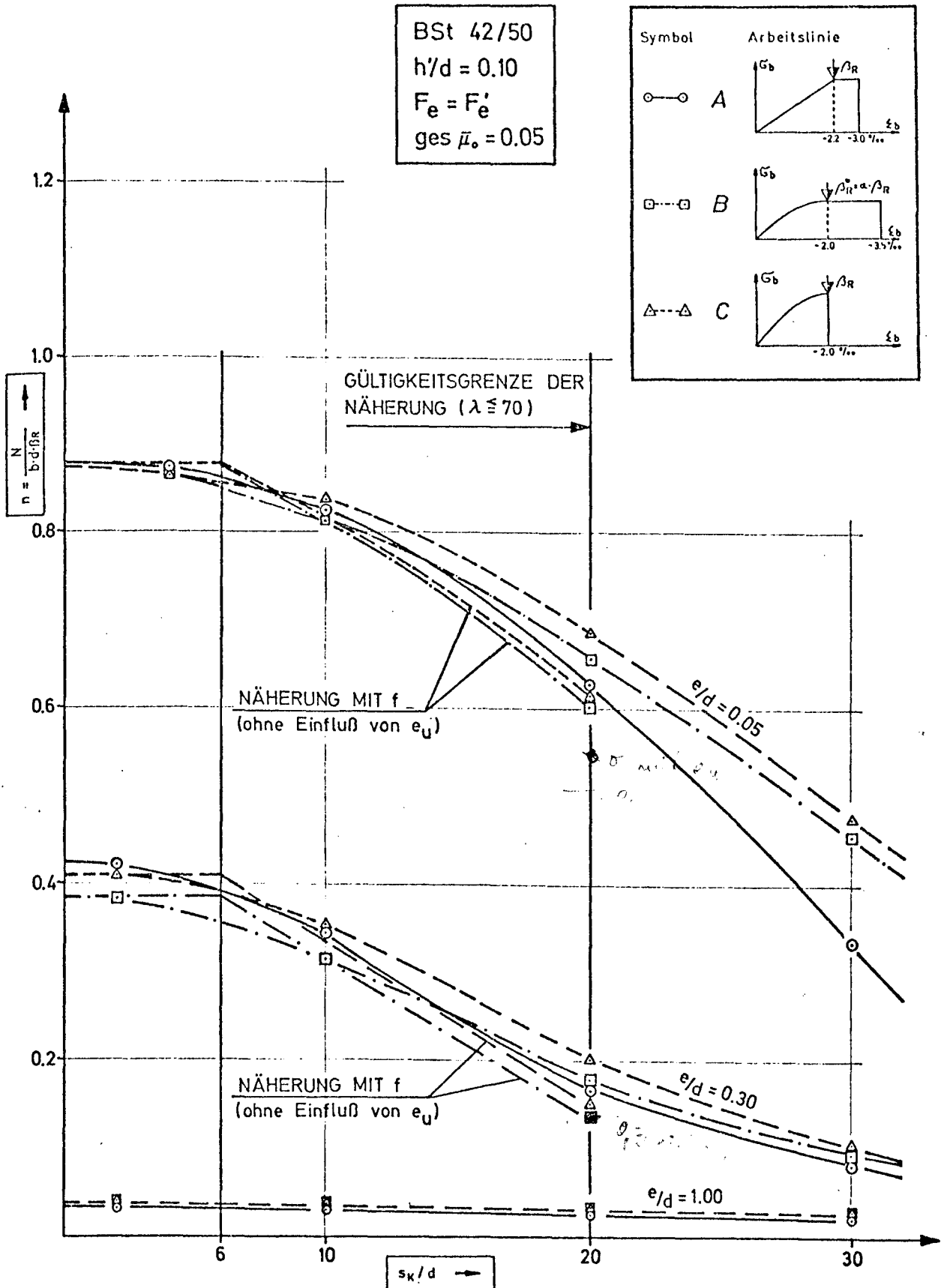
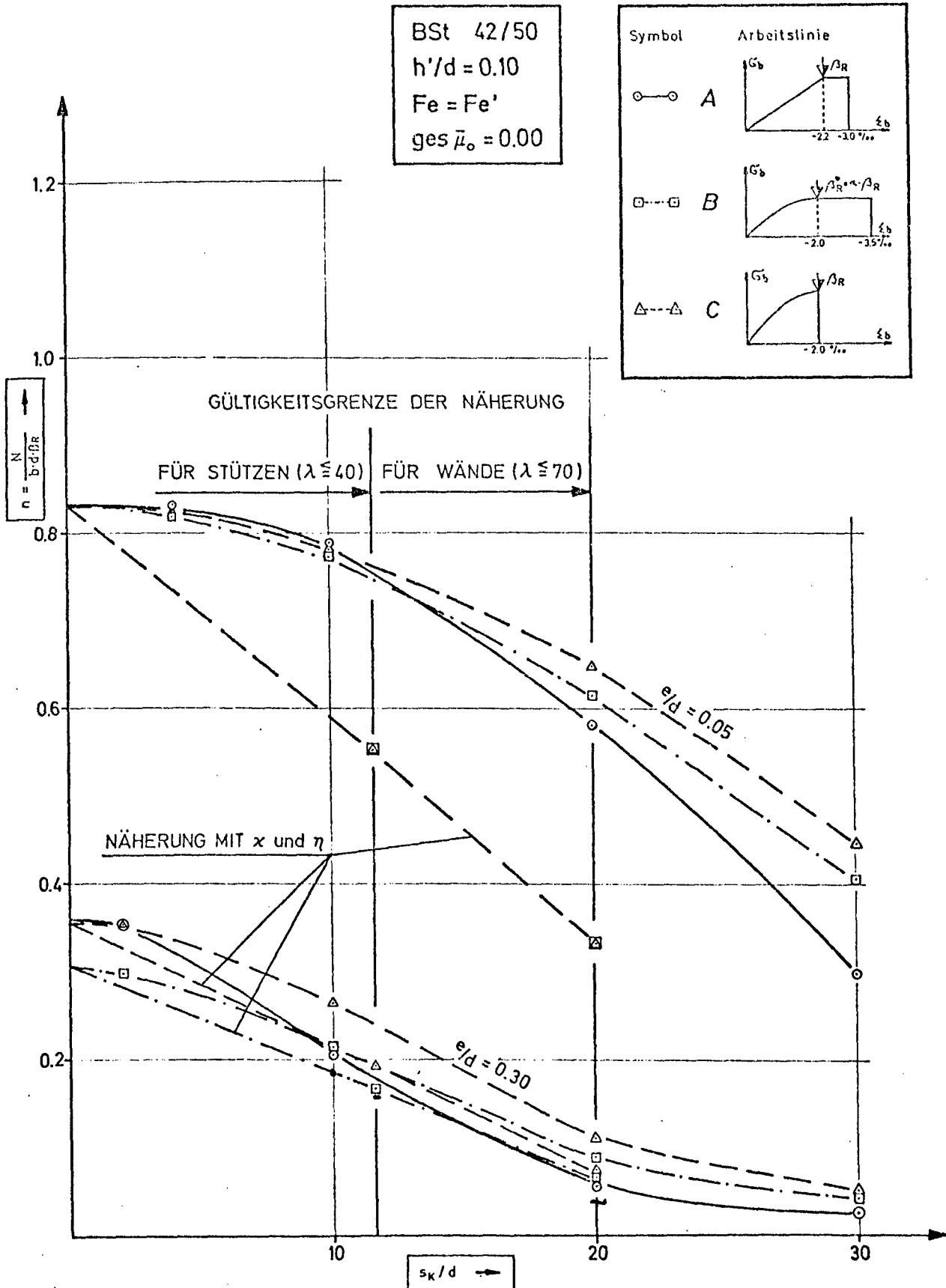


Bild 3.2-22 Rechnerische Traglasten in Abhängigkeit von der Schlankheit und der planmäßigen Ausmitte



4. Diskussion der Ergebnisse, Ausblick

Um einen ähnlichen Knicksicherheitsnachweis für Konstruktionsleichtbeton und Normalbeton durchführen zu können, wurde zunächst versucht, die Rechenannahmen für die Arbeitslinie des Leichtbetons durch Modifizierung der in DIN 1045 getroffenen Rechenannahmen für Normalbeton zu erhalten. Dabei entstanden für Querschnitte mit rechteckiger Druckzone zwei auf der Normalbetonarbeitslinie basierende, im wesentlichen parabelförmige Arbeitslinien, die in [6] niedergelegt sind (Arbeitslinie B und C). Wie die unter Punkte 3.2 mitgeteilten Ergebnisse der Vergleichsrechnung nach Theorie II. Ordnung zeigen, ergeben sich hinsichtlich der Traglast bei Annahme von Arbeitslinie B und C für den Bereich der bisher für Leichtbeton zulässigen Schlankheiten ($s_k/d \leq 20$) recht gute Übereinstimmungen mit der hier definierten "strengen Lösung" (A). Lediglich für unbewehrten Beton ergeben sich bei größerer Exzentrizität ($e/d = 0,30$) wesentlich zur unsicheren Seite abweichende Traglasten. Diese Abweichungen sind jedoch durch den für unbewehrten Beton geforderten hohen Sicherheitsbeiwert gegen den Bruchzustand noch gut abgedeckt, so daß sich für den Gebrauchszustand noch immer eine genügend große Sicherheit gegenüber der Traglast ergibt.

Die Nachrechnung der Stützenversuche KL I und KL II nach Theorie II. Ordnung zeigte jedoch, daß die Annäherung des Verformungsverhaltens der Leichtbetonstütze mit den Parabeldiagrammen nur sehr unvollkommen gelingt. Dies gilt besonders für kleine planmäßige Ausmitten. Die recht gute Annäherung der Traglasten wird bei Zugrundelegung der Arbeitslinien B und C durch eine willkürlich abgeminderte Annahme der Kennwerte der Betondruckzone (Rechenfestigkeit des Betons und Grenzdehnungen) erreicht, die von den Meßergebnissen und damit von der wirklichen Form der Spannungsverteilung in der Betondruckzone abweicht. In dieser Hinsicht entspricht die hier vorgeschlagene dreieck-rechteckförmige Arbeitslinie besser den tatsächlichen

Verhältnissen, wie die nachgerechneten Lastverformungsbeziehungen für die Stützen KL I und KL II zeigen. Das für mäßige Schlankheit zulässige Näherungsverfahren mit der zusätzlichen Ausmitte f für bewehrten bzw. mit den Abminderungsfaktoren κ und η für unbewehrten Beton ermöglicht eine einfache Handhabung des Knicksicherheitsnachweises für die Praxis. Die mit der Näherung unter Annahme von Arbeitslinie B und C ermittelten Traglasten ergeben eine ausreichende Übereinstimmung mit der "strengen Lösung" nach Arbeitslinie A.

Eine Erhöhung der zulässigen Schlankheit für Leichtbetonstützen bis etwa $s_k/d = 30$ kann nach den hier erarbeiteten Ergebnissen bei Zugrundelegung der Arbeitslinien B oder C nicht vorgenommen werden. Im Bereich $s_k/d > 20$ könnte das Näherungsverfahren gemäß DIN 1045, Abschnitt 17.4.1, nicht mehr angewendet werden. Es wäre ein Knicksicherheitsnachweis nach Theorie II. Ordnung notwendig, der jedoch für Arbeitslinie B und C mit zunehmender Schlankheit größere Abweichungen zur unsicheren Seite gegenüber der hier vorgeschlagenen "strengen Lösung" ergibt. Diese Aussage wird durch die Nachrechnung der Versuchsstützen bekräftigt, die eine Schlankheit von $s_k/d = 30$ aufwiesen. Die Traglasten von Leichtbetondruckgliedern höherer Schlankheit können jedoch bei Annahme einer dreieckförmigen Betonarbeitslinie hinreichend genau bestimmt werden.

Im Hinblick auf die allgemeine Gültigkeit der in der vorliegenden Arbeit mitgeteilten Ergebnisse müssen einige Einschränkungen gemacht werden. Der Auswertung von Spannungsdehnungsbeziehungen des Leichtbetons konnten bisher nur Meßwerte von Versuchen an Betonen aus Blähschieferzuschlägen zugrundegelegt werden. Aus der Literatur [1] ist bekannt, daß Betone aus Blähtonzuschlägen ein geringfügig anderes Spannungsdehnungsverhalten zeigen. Zum Vergleich mit den Traglast- und Verformungsrechnungen konnten nur zwei eigene Kurzzeit-Stützenversuche mit einer Schlankheit von $s_k/d \sim 30$ herangezogen werden.

Langzeiteinflüsse, wie Schwinden und Kriechen, wurden in der vorliegenden Arbeit nicht berücksichtigt.

Es ist deshalb dringend notwendig, aber auch beabsichtigt, weitere Kurzzeitknickversuche an Leichtbetonstützen mit mäßiger Schlankheit und unter Verwendung verschiedener Leichtzuschläge vorzunehmen, um die rechnerisch gefundenen Ergebnisse auch durch Versuche belegen zu können. Einige Tastversuche hinsichtlich der Beobachtung von Langzeiteinflüssen sind im hiesigen Institut vorgenommen worden. Sie bedürfen jedoch einer getrennten eingehenden Untersuchung, die den Rahmen dieses Forschungsvorhabens überschreitet.

5. Zusammenfassung

Zur Bestimmung der Traglast von schlanken Druckgliedern aus Konstruktionsleichtbeton bedarf es geeigneter Rechenannahmen bezüglich der Spannungsverteilung in der Betondruckzone. Aus gemessenen Spannungsdehnungsbeziehungen wird eine Arbeitslinie für Leichtbeton als Rechengrundlage entwickelt. Diese Rechengrundlage wurde mit Hilfe von Stützenversuchsnachrechnungen überprüft und bestätigt. Eine vergleichende rechnerische Untersuchung der Stützentraglasten und -verformungen bei geeigneter Kombination der Parameter Schlankheit, planmäßige Lastausmitte und Bewehrungsgrad unter Annahme dieser und der in den "Vorläufigen Richtlinien" [6] niedergelegten Rechenannahmen für die Spannungsverteilung in der Betondruckzone zeigt gute Übereinstimmung hinsichtlich der Traglast im nach [6] zulässigen Schlankheitsbereich. Größere Abweichungen zur unsicheren Seite ergeben sich bei Zugrundelegung der "Vorläufigen Richtlinien"[6] in Bezug auf die Traglast für größere Schlankheiten und hinsichtlich der Verformungen in Stützenmitte.

Literatur:

- [1] Weigler, H. und S. Karl: "Stahlleichtbeton"
Bauverlag GmbH, Wiesbaden/Berlin 1972
- [2] Schmidt-Hurtienne, K.-D.: "Ein Beitrag zur Frage der Prüfung
von Zuschlägen und der Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Leichtbeton"
Dissertation TU Braunschweig, 1972
- [3] Rudnai, Gyula: "Leichtbeton-Baukonstruktionen"
Werner-Verlag, Düsseldorf, 1966
- [4] "Stahlleichtbeton, Vorläufige Richtlinien für Bemessung und Ausführung"
Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton (Entwurf Juli 1971)
- [5] "Stahlleichtbeton, Vorläufige Richtlinien für Bemessung und Ausführung"
Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton (Fassung Mai 1972)
- [6] "Leicht-und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge, Vorläufige Richtlinien für Bemessung und Ausführung"
Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton (Fassung Juli 1972)
- [7] Kordina, K.: "Grundlagen des Knicksicherheitsnachweises im Stahlbetonbau"
Vortrag auf dem Betontag 1967 in Berlin
- [8] "Bemessung von Beton-und Stahlbetonbauteilen"
Heft 220 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn
- [9] Kordina, K. und U. Quast: "Bemessung von schlanken Bauteilen - Knicksicherheitsnachweis"
Betonkalender 1971, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn
- [10] DIN 1045, Ausgabe Januar 1972
- [11] DIN 4226, Bl. 2, Ausgabe Dezember 1971
- [12] Reinsdorf, S. und G. Kühne: "Zugfestigkeiten und Formänderungen von konstruktiven Leichtbetonen"
Bauplanung-Bautechnik, Heft 2, Februar 1970
VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin
- [13] Gerstner, H.: "Zur Bemessung von Bauteilen aus Stahlleicht-und Spannleichtbeton"
Bauplanung-Bautechnik, Heft 2, Februar 1970
VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin